

Titre: Une analyse numérique du comportement hydromécanique des
discontinuités en massif rocheux fracturé

Auteur: Dominic Tremblay

Date: 2005

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Tremblay, D. (2005). Une analyse numérique du comportement hydromécanique
des discontinuités en massif rocheux fracturé [Mémoire de maîtrise, École
Citation: Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7759/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7759/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:**
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UNE ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT
HYDROMÉCANIQUE DES DISCONTINUITÉS EN
MASSIF ROCHEUX FRACTURÉ

DOMINIC TREMBLAY
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)
NOVEMBRE 2005



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-18132-4

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-18132-4

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire est intitulé :

UNE ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT
HYDROMÉCANIQUE DES DISCONTINUITÉS EN
MASSIF ROCHEUX FRACTURÉ

Présenté par : TREMBLAY Dominic

En vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès science appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., président

M. SIMON Richard, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. THERRIEN René, Ph.D., membre

À mes parents,

L'eau, goutte à goutte, creuse le roc.

[Théocrite]

REMERCIEMENTS

Plusieurs personnes ont contribué à la réalisation de ce projet ; exprimer toute la gratitude que j'éprouve à leur endroit n'est pas une mince tâche. Je tiens à remercier Richard Simon, mon directeur de recherche, qui m'a donné tous les moyens nécessaires pour mener à terme ce mémoire. Sa compétence, son encadrement et ses conseils judicieux ont sans aucun doute contribué à l'aboutissement de ce travail. Merci à mon co-directeur Michel Aubertin pour son soutien, ses compétences scientifiques et ses conseils qui m'ont aidé tout au long de ma maîtrise. Merci aussi à René Therrien pour sa disponibilité et son support technique pour le logiciel HydroSphere.

Merci à Isabelle, Marie-Pier, Jean-Philippe, Guillaume, Danya, Carol, Lisa et à tous mes amis pour votre présence et vos encouragements. Merci à mes confrères d'étude qui m'ont apporté leur aide, leur encouragement et leurs compétences fortement appréciées. Je tiens à remercier plus particulièrement Vincent, Jean-Baptiste, Romain, Valérie, Isabelle, Véronique, Daniel et Louis-Philippe pour tous les beaux moments qu'on a passé ensemble à s'amuser, à discuter et, évidemment, à travailler.

Merci à mes parents pour tous vos conseils, vos nombreux sacrifices et votre soutien dans mon cheminement de carrière et au cours de mes études. Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude à ma sœur et mon frère, merci pour tout. Finalement, merci à Ghislain pour ton ordinateur et à Mélanie, pour avoir été là et m'avoir soutenu.

RÉSUMÉ

La présence d'une exploitation minière a des répercussions importantes sur le milieu qui l'entoure. La redistribution des contraintes dans le massif rocheux exploité, la redistribution de l'écoulement des eaux souterraines et de surface ainsi que l'entreposage de grandes quantités de rejets sont quelques uns des nombreux éléments qui seront affectés par la présence d'une mine. Plusieurs de ces changements sont liés. La variation d'un de ces paramètres entraînera des modifications sur plusieurs autres. Afin de bien représenter les comportements mécaniques et hydrauliques des discontinuités en cisaillement, les principaux facteurs doivent être pris en compte simultanément dans les analyses.

Ce projet porte sur l'étude d'analyses numériques du comportement hydromécanique des discontinuités géologiques. Ce travail a pour objectif de développer une approche permettant d'effectuer le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique d'une discontinuité géologique. Afin de réaliser un couplage hydromécanique indirect, des simulations numériques ont été effectuées à l'aide des logiciels HydroSphere (comportement hydraulique) et Phase² (comportement mécanique).

Dans un premier temps, les effets des pressions d'eau qui peuvent agir à l'intérieur de la fracture sont ajoutés au modèle CSDS_w qui décrit le comportement contrainte-déformation des discontinuités en cisaillement. Ce nouveau modèle CSDS_w a pu être validé en le comparant à des résultats d'essais hydromécaniques réalisés en laboratoire, tirés de la littérature. Ensuite, des simulations numériques ont été réalisées avec le code HydroSphere pour vérifier la validité de la solution numérique, pour évaluer les paramètres des simulations et des matériaux et pour vérifier les résultats obtenus des simulations. On a fait varier sept paramètres lors de cette étude : la dimension de la grille, la conductivité du massif rocheux, le gradient hydraulique, l'ouverture de la fracture, le débit d'injection et les coefficients d'emménagement du massif rocheux et de la fracture. Les résultats de ces analyses

montrent que les paramètres entrés dans les fichiers d'instructions d'HydroSphere sont adéquats.

Finalement, une méthode permettant de réaliser le couplage hydromécanique indirect est développée. Les logiciels HydroSphere et Phase² ont été utilisés, en adaptant le modèle CSDS_w. Toutes ces simulations ont été réalisées en condition d'écoulement saturé. Les simulations numériques montrent que la présence d'un écoulement dans un massif rocheux contenant un chantier remblayé situé à proximité d'une discontinuité géologique peut entraîner l'ouverture de la fracture dans la section près du chantier, donc une modification dans l'écoulement à travers le domaine étudié. Dans ce cas, les charges et les débits augmentent à l'intérieur de la fracture et dans le chantier remblayé. L'analyse de l'influence de la présence d'un parc à résidus à la surface et d'un chantier remblayé à proximité d'une discontinuité montre que l'écoulement dans la fracture est modifié ; on observe que l'ouverture de la fracture augmente dans la section qui passe au-dessus du chantier et les charges et les débits sont aussi changés. Les effets du parc à résidus sur le comportement hydromécanique de la discontinuité géologique sont réduits lorsque le chantier est plus éloigné du parc à résidus.

ABSTRACT

Mining operations have important effects on the surrounding environment. The modification of natural in-situ stresses, subsurface and groundwater flow redistribution and the generation of a very large amount of waste material are some of the many factors that mines can affect. The variation of one of these parameters will have an influence on all the others. Therefore, to represent the mechanical and hydraulic behaviors, all these previous factors have to be taken in consideration in numerical studies.

This project focuses on a numerical analysis of the hydromechanical behavior of geological discontinuities. The objective of this work is to develop a method to couple the mechanical and hydraulic behavior. In order to achieve this coupling, many simulations with different numerical models have been conducted with two different software; HydroSphere (Hydraulic behavior) and Phase² (mechanical behavior).

First, the effects of water pressure that have an influence in the discontinuities are added to the CSDS_w model that describes the complete stress-displacement surface of discontinuities under shearing. The new model has been validated with experimental data of hydromechanical tests from the literature. Moreover, numerical simulations have been conducted with HydroSphere to verify the validity of the numerical solution, to evaluate the simulation and material parameters and to verify the results obtained from these simulations. Seven parameters were studied: grid dimension, hydraulic conductivity of the rock mass, groundwater flow, discontinuity aperture, injection flow rate and the storage coefficient of the rock mass and the discontinuity.

Finally, a method for indirect hydromechanical coupling is developed, using the HydroSphere and Phase² code, while adapting the CSDS_w model. All the simulations are realized under saturated conditions. Numerical simulations prove that when groundwater flow occurs in a rock mass with an underground backfilled stope near a

discontinuity; the aperture of the discontinuity will increase in the section near the backfilled opening. Therefore, the groundwater flow is modified in the domain. The heads and flow rates increase in the discontinuity and in the backfilled stope. Analysis of the influence of a mine tailings impoundment and an underground backfilled stope near a discontinuity on the hydromechanical behavior shows that ground water flow is modified, the aperture of the discontinuity increases (in the section above the backfilled opening) and that the heads and flow rates are modified. Also, the further the underground backfill stope is away from mine tailings impoundment, the more the effects on the hydromechanical behavior of the discontinuity are reduced.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	IV
REMERCIEMENTS	V
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES	XXXI
LISTE DES ANNEXES	XXXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Le projet de recherche	1
1.2 Le mémoire.....	2
CHAPITRE 2 LES DISCONTINUITÉS GÉOLOGIQUES.....	4
2.1 Introduction	4
2.2 Propriétés de la roche intacte	6
2.3 Propriétés des discontinuités géologiques	7
2.3.1 Structure géométrique d'un massif rocheux.....	7
2.3.2 Caractérisation de la surface d'une fracture	8
2.4 Comportement mécanique des discontinuités géologiques.....	15
2.4.1 La déformation normale des discontinuités.....	17
2.4.2 Comportement et résistance en cisaillement des discontinuités géologiques.....	19
2.5 Le modèle CSDS pour les discontinuités géologiques	31
2.5.1 Introduction	31
2.5.2 Relation contrainte en cisaillement versus déplacement en cisaillement	31
2.5.3 Relation déplacement normal versus déplacement en cisaillement	34
2.5.4 Application du modèle CSDS	36
2.5.5 Dernières remarques.....	43

CHAPITRE 3 L'ÉCOULEMENT D'UN FLUIDE EN MILIEU SATURÉ À TRAVERS LES DISCONTINUITÉS GÉOLOGIQUES	45
3.1 Introduction	45
3.2 Principes de bases de l'écoulement et écoulement saturé à travers un roc intact (milieu continu – Darcy)	45
3.3 Écoulement saturé à travers une fracture	50
3.4 Ouverture de la fracture et son estimation	56
3.4.1 Mesure directe de l'ouverture d'une discontinuité	59
3.4.2 Mesure indirecte de l'ouverture d'une discontinuité	59
3.5 Écoulement saturé à travers un réseau de fractures	64
3.5.1 Approches de modélisation de l'écoulement dans les massifs fracturés	66
3.6 Les fluides et le comportement mécanique des roches	69
3.6.1 La loi des contraintes effectives	69
3.6.2 Le comportement hydromécanique des discontinuités géologiques	72
3.6.3 Le modèle de Cundall	84
3.7 Les logiciels de modélisation numérique	86
3.7.1 Mécanique – Phase ²	86
3.7.2 Hydrique - HydroSphere	87
CHAPITRE 4 LE MODÈLE CSDS_w	90
4.1 Le couplage hydromécanique	90
4.2 Application du Modèle CSDS _w aux résultats d'essais	92
4.2.1 Essais mécaniques et hydromécaniques de Lamontagne (2001)	92
4.2.2 Essais mécaniques et hydromécaniques de Olsson (1998)	100
4.2.3 Essais hydromécaniques de Esaki et al. (1999)	116
4.2.4 Essais hydromécaniques de Lee et Cho (2002)	119
4.2.5 Essais hydromécaniques de Gentier et al. (1997)	127
4.3 Dernières remarques	131
CHAPITRE 5 MODÉLISATION AVEC LE CODE HYDROSPHERE	133
5.1 Vérification d'HydroSphere	133
5.2 Simulation d'un essai d'injection d'eau dans une fracture	134
5.3 Analyses paramétriques avec HydroSphere	146
5.4 Dernières remarques	160

CHAPITRE 6 ANALYSES HYDROMÉCANIQUES D'UN CHANTIER

REMBLAYÉ	162
6.1 Description des simulations	162
6.2 Analyse hydromécanique d'une discontinuité à proximité d'un chantier souterrain.....	164
6.2.1 Données générales des simulations	165
6.2.2 Analyse avec HydroSphere	165
6.2.3 Analyse avec Phase ²	170
6.2.4 Analyse avec le Modèle CSDS _w	172
6.2.5 Analyse avec HydroSphere	176
6.2.6 Analyse et discussion des résultats	181
6.3 Analyses d'un chantier souterrain avec un parc à résidus à la surface.....	182
6.3.1 Données générales des simulations	182
6.3.2 Analyses avec HydroSphere	182
6.3.3 Analyses avec Phase ²	187
6.3.4 Analyses avec Modèle CSDS _w	192
6.3.5 Analyses avec HydroSphere	201
6.3.6 Influence de la position du chantier par rapport au parc à résidus.	206
6.3.7 Analyse et discussion des résultats	211
6.4 Remarques finales	212
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	213
RÉFÉRENCES.....	217
ANNEXES.....	228

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Valeurs arrondies qui relient le rapport des déplacements en cisaillement et le rapport des JRC pour les discontinuités (Barton et al. 1985)...	26
Tableau 2.2 : Données du modèle pour la figure 2.18 (Simon 1999).....	39
Tableau 2.3 : Données du modèle pour la figure 2.19 Simon 1999).....	39
Tableau 4.1 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.5.....	97
Tableau 4.2 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.6.....	99
Tableau 4.3 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.7.....	104
Tableau 4.4 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.8.....	106
Tableau 4.5 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.9.....	108
Tableau 4.6 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.10.....	110
Tableau 4.7 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.11.....	112
Tableau 4.8 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.12.....	114
Tableau 4.9 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.15.....	121
Tableau 4.10 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour les figures 4.18 et 4.19.....	126
Tableau 4.11 : Paramètres du modèle CSDS _w utilisés pour la figure 4.21.....	130
Tableau 5.1 : Effets du changement de l'ouverture sur la conductivité hydraulique moyenne.....	154

Tableau 5.2 : Effets du changement du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc.....	159
Tableau 6.1 : Propriété de la discontinuité utilisée dans l'analyse de stabilité.....	166
Tableau 6.2 : Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h.....	176
Tableau 6.3 : Différents débits et des charges pour les trois simulations.....	181
Tableau 6.4 : Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h, pour la simulation « Chantier à 0m ».....	199
Tableau 6.5 : Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h, pour la simulation « Chantier à 50m ».....	200
Tableau 6.6 : Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h, pour la simulation « Chantier à 250m ».....	200
Tableau 6.7 : Différents débits et des charges pour les trois simulations.....	205
Tableau 6.8 : Différents débits et des charges pour les trois simulations.....	207

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : La nature des discontinuités. a) discontinuité continue, plane, lisse ou irrégulière, fermée ; b) discontinuité continue, plane, irrégulière, partiellement fermée ; c) discontinuité continue, ondulée, fermée ou partiellement fermée ; d) discontinuité continue, remplie ; e) discontinuité discontinue, fermée ; f) discontinuité discontinue ouverte ou remplie (Wittke 1990).....	5
Figure 2.2 : Fonctions de densité statistique typique pour divers paramètres de fractures (Coates et Abel 1981).....	8
Figure 2.3 : Effet d'échelle géométrique de la rugosité d'une discontinuité (d'après Bandis 1993).....	10
Figure 2.4 : Correction de l'effet d'échelle du JRC (Bandis et al. 1981).....	11
Figure 2.5 : Profils de discontinuités et valeur de JRC pour des longueurs de 20 et 100 cm (d'après ISRM 1978).....	12
Figure 2.6 : Correction de l'effet d'échelle du JCS (Bandis et al. 1981).....	13
Figure 2.7 : Représentation conceptuelle du déplacement en cisaillement requis pour qu'il y ait un contact roche-roche dans une discontinuité remplie (d'après Bandis 1993).....	16
Figure 2.8 : Interaction entre deux blocs (d'après Bandis 1993).....	16
Figure 2.9 : Comportement de la contrainte normale en fonction du déplacement normal d'une fracture (Saeb et Amadei 1989).....	17
Figure 2.10 : Comparaison du comportement normal des fractures enchevêtrées ou non (Goodman 1976).....	19

Figure 2.11 : Schémas des modèles de fractures utilisées par Patton (1966) (d'après Patton 1966).....	22
Figure 2.12 : Modèle bilinéaire du critère de Patton 1966.....	22
Figure 2.13 : Courbes idéalisées de la réponse d'une fracture (Saeb et Amadei 1989).....	28
Figure 2.14 : Courbes de la contrainte normale en fonction du déplacement normale à différents niveaux de déplacement en cisaillement (Saeb et Amadei 1989).....	29
Figure 2.15 : Courbes typiques obtenues avec le modèle CSDS pour un essai de cisaillement direct sous une contrainte normale constante (Simon 1999).....	33
Figure 2.16 : Graphique de la fonction $F(e)$ donnée par l'équation 2.43 pour des valeurs typiques (Simon 1999).....	34
Figure 2.17 : Le modèle CSDS appliqué à un essai de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante (données de Flamant et al. 1994) ; Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 2.2 (Simon 1999).....	37
Figure 2.18 : Le modèle CSDS appliqué à un essai de cisaillement direct sur une discontinuité sous une rigidité normale constante (données de Flamant et al. 1994) ; Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 2.3 (Simon 1999).....	38
Figure 2.19 : Effet du déplacement au pic (u_p) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).....	40

Figure 2.20 : Effet du déplacement résiduel (u_r) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).....	41
Figure 2.21 : Effet de l'angle de friction résiduelle (ϕ_r) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).....	42
Figure 3.1 : Écoulement d'un fluide près d'un corps solide (d'après Priest 1993).....	46
Figure 3.2 : Écoulement d'un fluide à travers un matériel poreux (d'après Priest 1993).....	49
Figure 3.3 : Écoulement d'un fluide à travers a) un roc intact et b) un roc fracturé (Indraratna et Ranjith 2001).....	50
Figure 3.4 : Section du modèle idéalisé des plaques parallèles (d'après Priest 1993).....	51
Figure 3.5 : Domaines de validité des lois d'écoulement dans les fractures (d'après Louis 1969).....	55
Figure 3.6 : Lois d'écoulement dans les fissures et débits correspondants (d'après Louis 1969).....	56
Figure 3.7 : Les trois principaux modes de formation d'une fracture (d'après Twiss et Morris 1992).....	57
Figure 3.8 : Schéma d'un plan de fracture d'ouverture variable (adaptée de Indraratna et Ranjith 2001).....	58
Figure 3.9 : Écoulement à travers un élément de massif rocheux fracturé (d'après Priest 1993).....	60

Figure 3.10 : Représentation d'un essai de perméabilité en forage avec deux garnitures d'étanchéité (d'après Priest 1993).....	62
Figure 3.11 : Modèle conceptuel tridimensionnel avec des fractures en forme de disque (Lapcevic et al. 1999).....	66
Figure 3.12 : Modèle avec réseau de canaux d'écoulement d'un plan de fracture (Selroos et al. 2002).....	67
Figure 3.13 : Trois différents types d'interconnexions des canaux dans un réseau de fractures : a) canaux d'écoulement tubulaires, b) canaux avec plaques parallèles avec largeur constante et c) canaux avec plaques parallèles avec largeur égale à la ligne d'intersection des fractures (Lapcevic et al. 1999).....	68
Figure 3.14 : Le critère de rupture de Coulomb.....	70
Figure 3.15 : Effet de la pression interstitielle sur la résistance à la rupture des roches (d'après Goodman 1980, 1989).....	71
Figure 3.16 : Effet de la pression interstitielle sur la résistance d'une discontinuité – Critère de Patton (d'après Goodman 1980, 1989).....	73
Figure 3.17 : Mécanismes de couplage hydromécanique de base pour les massifs fracturés (Jing et al. 2001).....	73
Figure 3.18 : Effet des contraintes dans un massif rocheux fracturé (Indraratna et Ranjith 2001).....	74
Figure 3.19 : Courbes représentant l'ouverture en fonction du débit normalisé pour deux échantillons de fractures naturelles (monzonite), obtenues pour trois contraintes maximales de références différentes (d'après Gale 1982).....	75
Figure 3.20 : Conductivité hydraulique en fonction du déplacement tangentiel (d'après Maini 1971).....	77

Figure 3.21 : Relation entre l'ouverture hydraulique (e_h), l'ouverture Mécanique (e_m) et le JRC (d'après Barton 1982).....	79
Figure 3.22 : Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée durant le cisaillement d'un joint (d'après Makurat et al. 1990).....	80
Figure 3.23 : Écoulement dans les fractures, modélisé comme un écoulement entre des domaines hydrauliques (Zang et Sanderson 2002).....	85
Figure 4.1 : Effet de la pression interstitielle sur le comportement du modèle CSDS _w sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 7$ MPa)	91
Figure 4.2 : Variation de la conductivité hydraulique (K) en fonction de l'ouverture d'après la loi cubique)	92
Figure 4.3 : Résultats des essais mécaniques réalisés sur des répliques en mortier d'un échantillon de granite (d'après Lamontagne 2001)	94
Figure 4.4 : Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des répliques en mortier d'un échantillon de granite (d'après Lamontagne 2001).....	95
Figure 4.5 : Le modèle CSDS _w appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Lamontagne 2001) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.1.....	96
Figure 4.6 : Le modèle CSDS _w appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Lamontagne 2001) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.2.....	98

- Figure 4.7 :** Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.3.....103
- Figure 4.8 :** Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.4.....105
- Figure 4.9 :** Le modèle $CSDS_w$ avec paramètres moyens appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.5.....107
- Figure 4.10 :** Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.6.....109
- Figure 4.11 :** Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.7.....111
- Figure 4.12 :** Le modèle $CSDS_w$ avec paramètres moyens appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.8.....113
- Figure 4.13 :** Échantillon typique utilisé pour les essais hydromécanique (d'après Esaki et al. 1999).....117

- Figure 4.14** : Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des échantillons de granite avec une fracture créée artificiellement ; (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement, (b) déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement (d'après Esaki et al. 1999).....118
- Figure 4.15** : Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Esaki et al. 1999) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.9.....120
- Figure 4.16** : Schéma de l'assemblage de la boîte de cisaillement ; (a) Vue de face ; (b) Vue de côté ; 1 : caoutchouc ; 2 : Coulis « diastone » et gel silicone ; 3 : plateau ; 4 : plateau de réaction ; 5 : boulon ; 6 : admission d'eau ; 7 : sortie d'eau (d'après Lee et Cho 2002).....122
- Figure 4.17** : Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des échantillons de granite (a) et de marbre (b) (d'après Lee et Cho 2002).....123
- Figure 4.18** : Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante [Série GH] (données de Lee et Cho 2002) les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.10.....124
- Figure 4.19** : Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante [Série MH] (données de Lee et Cho 2002) les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.10.....125
- Figure 4.20** : Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des répliques de carotte de granite (d'après Gentier et al. 1997).....128

Figure 4.21 : Le modèle CSDS _w appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Gentier et al. 1997) les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.11.....	129
Figure 5.1 : Écoulement radial permanent autour d'un puits dans un aquifère confiné sur une île (d'après Todd 1980).....	135
Figure 5.2 : Graphique de la charge hydraulique h en fonction du logarithme de la distance radiale r d'une simulation en régime permanent pour un puits qui intercepte complètement un aquifère confiné au centre d'une île.....	135
Figure 5.3 : Lignes équipotentiellles dans le domaine de la simulation avec HydroSphere.....	136
Figure 5.4 : Agrandissement des vecteurs de vitesse dans le domaine de la simulation réalisée avec HydroSphere.....	136
Figure 5.5 : Dimension du Maillage, dimension des éléments et conditions aux frontières, pour la simulation Cond. Init., au temps $t = 0$ seconde.....	138
Figure 5.6 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection1, au temps $t = 1$ seconde.....	138
Figure 5.7 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection1, au temps $t = 5$ minutes.....	139
Figure 5.8 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection1, au temps $t = 3$ heures.....	140
Figure 5.9 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection1, au temps $t = 7$ jours.....	140

Figure 5.10 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t=7,04$ jours (608 256 secondes) (après 0,04 jour d'injection).....	142
Figure 5.11 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 7,18$ jours (620 350 secondes) (après 0,2 jour d'injection).....	142
Figure 5.12 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t=7,64$ jours (660 000 secondes) (après 0,6 jour d'injection).....	143
Figure 5.13 : Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2 419 200 secondes) (après 21 jours d'injection).....	143
Figure 5.14 : Vue en plan des lignes équipotentiellles de la simulation Injection2 à 28 jours (coupe à l'intérieur de la fracture)	144
Figure 5.15 : Graphique de la distribution des charges à l'intérieur de la fracture pour la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2 429 200 secondes).....	145
Figure 5.16 : Graphique des vitesses de l'écoulement à l'intérieur de la fracture pour la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2 429 200 secondes).....	145
Figure 5.17 : Vue en plan des lignes équipotentiellles dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t = 28$ jours (avec modèle (60m x 60m x 10m)).....	147
Figure 5.18 : Graphique de la distribution des charges dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t = 28$ jours (avec modèle (60m x 60m x 10m)).....	147
Figure 5.19 : Graphique de la distribution des vitesses dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t = 28$ jours (avec modèle (60m x 60m x 10m)).....	148
Figure 5.20 : Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).....	149

- Figure 5.21** : Graphique de la distribution des charges, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).....150
- Figure 5.22** : Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).....150
- Figure 5.23** : Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection5, au temps $t = 28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.....151
- Figure 5.24** : Graphique de la distribution des charges, simulation Injection5, au temps $t = 28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.....152
- Figure 5.25** : Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection5, au temps $t = 28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.....152
- Figure 5.26** : Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection6 et Injection6A, au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.....153
- Figure 5.27** : Graphique de la distribution des charges, simulation Injection6 et Injection6A au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.....154
- Figure 5.28** : Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection6 et Injection6A, au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.....155
- Figure 5.29** : Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection7 au temps $t=28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).....156
- Figure 5.30** : Graphique de la distribution des charges, simulation Injection7, au temps $t=28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).....156
- Figure 5.31** : Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection7, au temps $t=28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).....157

Figure 5.32 : Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection8, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ 1/m}$	158
Figure 5.33 : Graphique de la distribution des charges, simulation Injection8, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ 1/m}$	158
Figure 5.34 : Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection8, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ 1/m}$	159
Figure 6.1 : Schéma illustrant le processus du couplage hydromécanique indirect.....	164
Figure 6.2 : Chantier souterrain remblayé à proximité d'une discontinuité géologique.....	166
Figure 6.3 : Analyse Chantier1 – Sans chantier : Distribution des charges (lignes équipotentiellles), au temps $t = 364$ jours.....	167
Figure 6.4 : Analyse Chantier2 - Avec présence d'un chantier : Distribution des charges (lignes équipotentiellles), au temps $t = 364$ jours.....	168
Figure 6.5 : Graphique de la distribution des charges dans la fracture et dans une coupe qui passe à travers le chantier, au temps $t = 364$ jours.....	169
Figure 6.6 : Graphique de la distribution des charges 364 jours <u>dans la fracture</u> , au temps $t = 364$ jours ; agrandissement de la section au-dessus du chantier (entre 5 et 15 m).....	169
Figure 6.7 : Grille du modèle utilisé pour l'analyse avec Phase ² (Chantier de 3 m par 15 m).....	170

Figure 6.8 : Graphique de la distribution des contraintes normales le long de la fracture ; Effets de l'ajout des forces dues aux pressions d'eau aux nœuds de la fracture.....	171
Figure 6.9 : Graphique de la distribution du déplacement en cisaillement le long de la fracture. Effets de l'ajout des forces dues aux pressions d'eau aux nœuds de la fracture.....	172
Figure 6.10 : Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes.....	173
Figure 6.11 : Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle CSDS _w	174
Figure 6.12 : Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase ²	175
Figure 6.13 : Agrandissement du graphique de l'ouverture de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement.....	176
Figure 6.14 : Graphique des charges dans le chantier et la fracture (section entre X=9 m et X=12 m) ; Chantier2 : Sans les effets mécaniques, Chantier3 : Avec les effets mécaniques.....	178
Figure 6.15 : Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent dans le chantier (section entre X=9 m et X=12 m).....	179
Figure 6.16 : Graphique des débits, selon l'axe Z, qui passent dans le chantier (section entre X=9 m et X=12 m).....	179
Figure 6.17 : Vecteurs de vitesse autour de la discontinuité et du chantier remblayé.....	180

- Figure 6.18** : Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent à l'intérieur de la fracture dans la section entre $X = 9$ m et 12 m.....180
- Figure 6.19** : Chantier souterrain exploité à proximité d'une discontinuité géologique et d'un parc à résidus à la surface ; simulation « Chantier à 0m ».183
- Figure 6.20** : Distribution des charges (lignes équipotentiellles) sans chantier, au temps $t = 364$ jours.....185
- Figure 6.21** : Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier sous le parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.....185
- Figure 6.22** : Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier situé à 50 m du parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.....186
- Figure 6.23** : Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier situé à 250 m du parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.....186
- Figure 6.24** : Graphique de la distribution des charges dans la fracture après 364 jours pour les quatre analyses ; A – sans chantier, B – chantier sous le parc, C – chantier à 50 m du parc, D – chantier à 250 m du parc.....187
- Figure 6.25** : Graphique de la distribution des charges dans une coupe qui passe à travers le chantier après 364 jours pour les quatre analyses ; A – sans chantier, B – chantier sous le parc, C – chantier à 50 m du parc, D – chantier à 250 m du parc.....188
- Figure 6.26** : Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 0m ».....189
- Figure 6.27** : Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 50m ».....190
- Figure 6.28** : Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 250m ».....190

- Figure 6.29** : Graphique de la distribution des contraintes normales dans la fracture (chantier situé sous le parc à résidus, de $X = 725$ m à 775 m).....191
- Figure 6.30** : Graphique de la distribution du déplacement en cisaillement dans la fracture (chantier situé sous le parc à résidus, de $X = 725$ m à 775 m).....191
- Figure 6.31** : Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 0m ».....192
- Figure 6.32** : Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 50m ».....193
- Figure 6.33** : Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 250m ».....193
- Figure 6.34** : Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 0m ».....194
- Figure 6.35** : Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 50m ».....195
- Figure 6.36** : Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 250m ».....195
- Figure 6.37** : Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour la simulation « Chantier à 0m ».....196
- Figure 6.38** : Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour la simulation « Chantier à 50m ».....197

- Figure 6.39** : Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour le chantier à 250 m du parc à résidus.....197
- Figure 6.40** : Agrandissement du graphique de l'ouverture de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 0m ».....198
- Figure 6.41** : Agrandissement du graphique de l'ouverture de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 50m ».....198
- Figure 6.42** : Agrandissement du graphique de l'ouverture de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 250m ».....199
- Figure 6.43** : Graphique des charges à l'intérieur de la fracture, pour les deux simulations (section entre X=725 m et X=775 m).....203
- Figure 6.44** : Graphique des charges dans le chantier, pour les deux simulations (section entre X=725 m et X=775 m).....203
- Figure 6.45** : Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent à l'intérieur de la fracture, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).....204
- Figure 6.46** : Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent dans le chantier, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).....204
- Figure 6.47** : Graphique des débits, selon l'axe Z, qui passent dans le chantier, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).....205
- Figure 6.48** : Comparaison des charges à l'intérieur de la fracture, après le couplage hydromécanique.....207

Figure 6.49 : Comparaison des charges dans le chantier, après le couplage hydromécanique.....	208
Figure 6.50 : Comparaison des débits, selon l'axe X, qui passe à l'intérieur de la fracture, après le couplage hydromécanique.....	209
Figure 6.51 : Comparaison des débits, selon l'axe X, qui passe dans le chantier, après le couplage hydromécanique.....	210
Figure 6.52 : Comparaison des débits, selon l'axe Z, qui passe dans le chantier, après le couplage hydromécanique.....	210

LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES

A	Aire, m^2
a_s	Ratio de l'aire de cisaillement
b	Largeur de la fracture mesurée normalement au plan du diagramme, m
C	Conductance, m^2/s
C_0	Résistance en compression uniaxiale, MPa
c	Cohésion, MPa
D	Diamètre initial de l'échantillon, m
D_h	Diamètre hydraulique de la fissure, m
d	Fermeture moyenne, m
d_n	Dilatation, m
d_n°	Angle de dilatation au pic, degré
E	Module de Young, MPa
e	Ouverture, m
e_h	Ouverture hydraulique de la fracture, m
e_{init}	Ouverture initiale de la fracture, m
e_m	Ouverture mécanique de la fracture, m
$e_{rés}$	Ouverture résiduelle, m
e_0	Ouverture initiale moyenne de la discontinuité, m
f	Épaisseur du matériel de remplissage, m
G	Module de rigidité, MPa
g	Champ gravitationnel, m/s^2
H	Charge hydraulique totale, m
h	Charge de pression, m
ISRM	International Society for Rock Mechanics 1978
i	Inclinaison des aspérités, degré
i	Gradient hydraulique
\vec{J}	Vecteur gradient hydraulique
JCS	Indice de résistance en compression (« <i>joint compressive strength</i> »), MPa

JRC	coefficient de rugosité des fractures (« <i>joint roughness coefficient</i> »)
K	Rigidité, MPa/mm
K _c	Module de compressibilité, MPa
K _f	Conductivité hydraulique de la fracture, m/s
K _m	Conductivité hydraulique du milieu poreux, m/s
K _{pc}	Conductivité hydraulique au point de contact, m/s
k _f	Perméabilité intrinsèque des fractures, m ²
k _m	Perméabilité intrinsèque du milieu poreux, m ²
k _{ni}	Rigidité normale initiale de la fracture, MPa/mm
k _{nn}	Rigidité normale, MPa/mm
k _{ss}	Rigidité en cisaillement, MPa/mm
k _t	Perméabilité intrinsèque totale, m ²
L	Longueur initial de l'échantillon, m
L _y	Dimension des discontinuités perpendiculaires à la direction de l'écoulement (direction des x), m
N	Ratio de la résistance en compression sur la résistance en tension
P	Charge axiale appliquée à la rupture, Kg
P _e	Périmètre extérieur, m.
P _w	Pression d'eau, MPa
p	pression, MPa
Q	Débit, m ³ /s
q	Taux d'écoulement, m ² /s
\bar{q}_x	Taux d'écoulement moyen dans la direction des X, m ² /s
q _r	Taux d'écoulement résiduel, m ² /s
R _e	Nombre de Reynolds
R _r	Rugosité relative
r _e	Rayon extérieur, m
r _i	Rayon intérieur, m
r _w	Rayon du puits, m
S	Section de l'écoulement, m ²
S _{sf}	Coefficient d'emmagasinement spécifique de la fracture, 1/m

S_i	Section de la fissure perpendiculairement à l'écoulement, m^2
S_o	Cohésion, MPa
s_r	Résistance au cisaillement de la roche intacte, MPa
T	Transmissivité de l'aquifère, m^2/s
u	Déplacement, m
u_p	Déplacement au pic, m
u_r	Déplacement et résiduel, m
V	Vitesse, m/s
V_m	Fermeture maximale de la fracture
v	Déplacement normal, m
w	Charge cinétique, m
z	hauteur de charge, m
α_w	Compressibilité de l'eau
γ	Poids volumique, kN/m^3
Δd	Variation du diamètre de l'échantillon, m
Δe_a	aire de contact entre les deux surfaces rugueuses de la discontinuité,
m^2	
ΔH	Différence de charge entre deux points, m
Δl	Variation de la longueur de l'échantillon, m
$\partial v / \partial y$	Gradient de vitesse
ε	Hauteur moyenne des aspérités dans la fracture, m
ε_a	Déformation axiale, m
ε_L	Déformation latérale, m
ζ	Fréquence normale des discontinuités
λ	Coefficient de perte de charge
μ	Viscosité dynamique du fluide, $kg/m \cdot s$
ν	Viscosité cinématique, m^2/s
ν	Coefficient de Poisson
$\dot{\nu}$	Taux de dilatation à l'instant où la résistance en cisaillement au pic est atteinte
ρ	Masse volumique du fluide, kg/m^3

Φ_b	Angle de friction de base, degré
Φ_o	Angle de friction de la roche intacte, degré
Φ_p	Angle de friction au pic, degré
Φ_u	Angle de friction, degré
Φ_r	Angle de friction résiduelle, degré
σ	Contrainte totale, MPa
σ'	Contrainte effective, MPa
σ_1, σ_3	Contraintes principales, MPa
σ_c	Résistance en compression uniaxiale, MPa
σ_n	Contrainte normale, MPa
σ_p	Angle de friction au pic, degré
σ_T	Contrainte de transition du comportement fragile-ductile, MPa
σ_t	Résistance en tension, MPa
ζ	Tortuosité
τ	Contrainte de cisaillement, MPa
τ_p	Résistance au pic, MPa
τ_r	Résistance résiduelle, MPa
ψ	angle que fait le plan de faiblesse par rapport à la contrainte principale majeure, degré

LISTE DES ANNEXES

CD-ROM contenant les informations suivantes :

- Annexe 1 :** Résultats des essais de laboratoire de Olsson (1998).
- Annexe 2 :** Fichiers d'entrées des simulations avec le code HydroSphere (Chapitre 5).
- Annexe 3 :** Fichiers de calculs et fichiers d'entrées pour les simulations de la section 6.2 avec le code HydroSphere et Phase² (Simulations Chantier).
- Annexe 4 :** Fichiers de calculs et fichiers d'entrées pour les simulations de la section 6.3 avec le code HydroSphere et Phase² (Simulations Parc)
- Annexe 5 :** Résultats des simulations de l'analyse d'un chantier remblayé situé à proximité d'un parc à résidus (Simulations : *Chantier50m* et *Chantier250m*) (Chapitre 6).

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Depuis des siècles, l'industrie minière génère des rejets tant sous forme liquide, solide que gazeuse. La présence de ces rejets peut avoir des effets très importants sur l'environnement. Une exploitation minière affecte le milieu qui l'entoure, tant au point de vue de la distribution des contraintes autour des ouvertures créées, de la distribution de l'écoulement des eaux souterraines, que de la gestion des rejets à entreposer. Dans la réalité, ces modifications sont interreliées, mais bien souvent, ces changements sont évalués individuellement ; en environnement, le comportement mécanique est négligé dans les analyses et en mécanique des roches, les effets du comportement hydraulique sont souvent oubliés.. Il est donc important de prendre en considération les interactions entre chacune des modifications qu'entraînera la présence d'une mine lors des analyses de stabilité et d'écoulement.

L'entreposage des rejets miniers peut s'effectuer en surface dans une fosse, dans les chantiers souterrains déjà exploités sous forme de remblai ou dans des parcs à résidus. Les chantiers souterrains et les fosses sont principalement situés dans des massifs rocheux fracturés. La génération et la propagation des contaminants à travers les réseaux de fractures peuvent s'étendre sur de grandes distances à partir du site de l'exploitation minière. Il est donc nécessaire de bien comprendre et de prendre en considération l'interaction entre le comportement mécanique et le comportement hydraulique des discontinuités afin de bien représenter la réalité dans les analyses effectuées avec les modèles mathématiques.

1.1 Le projet de recherche

L'écoulement des eaux souterraines à travers les massifs rocheux fracturés est contrôlé par les gradients de charge hydraulique, l'état des contraintes in situ, l'état des plans de fracture (ouverture, rugosité, tortuosité, points de contact) et les matériaux de remplissage pouvant y être présents. Le comportement hydrique et le comportement mécanique d'un milieu fracturé sont donc intimement liés. Par

exemple, une modification de l'état des contraintes dans le massif peut provoquer l'ouverture des fractures, ce qui modifiera l'écoulement de l'eau (augmentation des débits). Inversement, une variation des pressions d'eau à l'intérieur du massif peut engendrer l'ouverture ou la fermeture des discontinuités, ce qui modifie également l'écoulement de l'eau.

Ce projet de maîtrise porte sur l'étude du comportement hydromécanique des discontinuités géologiques. L'objectif est de développer une méthode qui permettra de réaliser un couplage hydromécanique indirect (couplage entre les comportements mécanique et hydraulique). Le modèle conceptuel CSDS, servant à décrire le comportement mécanique des discontinuités géologiques (Simon 1999, Simon et al. 1999), sera modifié afin d'y inclure les effets des pressions d'eau. De plus, des analyses sont effectuées à l'aide du code Hydrosphère, qui permet la modélisation en trois dimensions de l'écoulement en milieux poreux et fracturés, sous un régime permanent ou transitoire, en condition saturée ou non. Le Logiciel Phase² est aussi utilisé pour évaluer le comportement mécanique des discontinuités à proximité des ouvertures souterraines sous différentes conditions.

1.2 Le mémoire

La démarche suivie dans ce mémoire est la suivante. Au chapitre 1, on retrouve l'introduction ; les trois chapitres qui suivent présentent une revue bibliographique portant sur les discontinuités géologiques (chapitre 2), l'écoulement d'un fluide en condition saturée le long des discontinuités géologiques (chapitre 3) et les outils de modélisation numérique (chapitre 4). Ensuite, le chapitre 5 présente le modèle CSDS_w et sa modification afin d'y inclure les équations nécessaires pour effectuer le couplage hydromécanique, ainsi que des applications de cette version de ce modèle. Au chapitre 6, les résultats de simulations réalisées avec le code HydroSphere sont présentés afin de montrer les différentes fonctions du logiciel et la réponse du code pour évaluer la validité des solutions numériques. Aussi, le chapitre 7 présente les analyses du couplage hydromécanique des différentes modélisations

numériques réalisées avec HydroSphere et Phase². Finalement, au dernier chapitre de ce mémoire (chapitre 8), une conclusion et des recommandations sont présentées.

CHAPITRE 2

LES DISCONTINUITÉS GÉOLOGIQUES

2.1 Introduction

Les roches dures, du point de vue de l'ingénierie, possèdent des propriétés exceptionnelles. À une échelle de quelques décimètres, elles se comportent comme un matériel élastique et isotrope, souvent avec des propriétés mécaniques supérieures à celles des matériaux de construction conventionnels. Pour un volume de roche plus grand, la continuité du matériau est interrompue par des imperfections ; le comportement devient alors inélastique et anisotrope. Ces imperfections, nommées discontinuités, sont des plans de rupture mécanique, associés soit à la surcharge de la roche pendant les événements tectoniques passés, à des phénomènes de déformation ou à d'autres processus géologiques. Généralement, les discontinuités apparaissent dans plus qu'une direction préférentielle, créant une structure tridimensionnelle.

Le terme « discontinuité » décrit toutes les particularités structurales de la roche, comme les fractures ouvertes ou fermées, les plans de schistosité, de foliation, clivage, de stratification, etc. Dans cet ouvrage, les termes « discontinuité », « fracture », « joint », « faille » ou « diaclase » sont utilisés pour décrire tout contact roche-roche, avec ou sans déplacement en cisaillement préalable. La figure 2.1 montre différents types de discontinuité qu'on peut rencontrer dans un massif rocheux. Les différentes discontinuités peuvent être de divers types, et cette figure illustre les principaux (Wittke 1990).

Lorsqu'un bloc de roche est soumis à un chargement en compression perpendiculairement à une discontinuité, les deux surfaces en contact de la discontinuité sont forcées à se rapprocher davantage. Si une force de cisaillement est aussi appliquée, les surfaces seront forcées à se déplacer l'une par rapport à l'autre, à l'instant où la force de cisaillement appliquée sera supérieure à la résistance au cisaillement de la discontinuité.

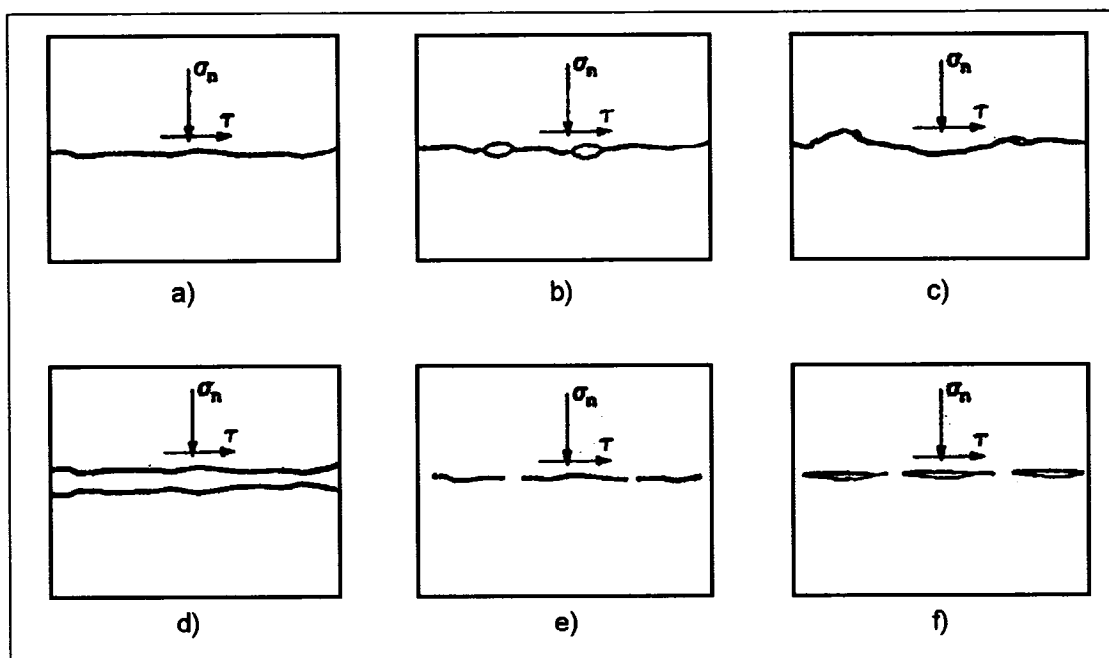


Figure 2.1 La nature des discontinuités : a) discontinuité continue, planaire, lisse ou irrégulière, fermée ; b) discontinuité continue, planaire, irrégulière, partiellement fermée ; c) discontinuité continue, ondulée, fermée ou partiellement fermée ; d) discontinuité continue, remplie ; e) discontinuité discontinue, fermée ; f) discontinuité discontinue, ouverte ou remplie (Wittke 1990).

La fermeture des discontinuités et leur résistance au cisaillement sont les deux composantes principales qui affectent la déformabilité d'un massif rocheux. Ces deux composantes sont contrôlées par trois caractéristiques des surfaces des discontinuités : la distance entre les deux surfaces opposées (ouverture de la fracture), la géométrie des surfaces (rugosité et enchevêtrement) et la résistance de la roche à la surface des discontinuités. Le profil des surfaces des discontinuités est généralement non planaire, avec une topographie aléatoirement irrégulière, allant de très petites irrégularités à des ondulations de grandes échelles.

Le comportement du massif rocheux est influencé par deux facteurs, les propriétés des discontinuités géologiques et les propriétés de la roche intacte.

2.2 Propriétés de la roche intacte

Modules élastiques et résistance en compression

En laboratoire, l'essai de compression uniaxiale est souvent utilisé pour déterminer le module élastique. Cependant, dans le but de simuler les bonnes contraintes de confinement, il est préférable d'utiliser l'essai de compression triaxiale, dans lequel l'échantillon de roche est soumis à une pression de confinement constante pendant l'application de la contrainte axiale. Avec les résultats d'essais de compression uniaxiale, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν) sont calculés en utilisant les équations suivantes :

$$\text{- La déformation axiale, } \varepsilon_a = \frac{\Delta l}{L} = \frac{\sigma_c}{E} \quad (2.1)$$

$$\text{- La déformation latérale, } \varepsilon_L = \frac{\Delta d}{D} = \nu \times \varepsilon_a \quad (2.2)$$

où Δl et Δd sont, respectivement la variation de la longueur et du diamètre de l'échantillon, L et D sont la longueur et le diamètre initial de l'échantillon et σ_c est la résistance en compression uniaxiale (ou C_0). Le module de rigidité (G) et le module de compressibilité (K_c) sont calculés à partir des équations élastiques suivantes :

$$\text{- } G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (2.3)$$

$$\text{- } K_c = \frac{E}{3(1-2\nu)}. \quad (2.4)$$

La présence de discontinuités entraîne une diminution des modules et de la résistance de la roche. Cela s'applique notamment à la résistance en compression uniaxiale σ_c (ou C_0), qui est définie comme suit :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (2.5)$$

où P est la charge axiale à la rupture, et A est l'aire initiale de la section droite de l'éprouvette.

La résistance en traction

L'essai brésilien, aussi appelé compression diamétrale, est très populaire pour déterminer la résistance en traction σ_t d'une roche. Il consiste à comprimer, entre les deux plateaux d'une presse, une éprouvette ayant la forme d'un disque, jusqu'à la rupture. La résistance en traction (qui est une valeur négative) est donnée par l'équation suivante (*International Society for Rock Mechanics [ISRM] 1978*):

$$\sigma_t = \frac{-2P}{\pi DL} \quad (2.6)$$

où P est la charge appliquée à la rupture et D et L sont le diamètre et la longueur de l'éprouvette respectivement, avec $0,5 \leq L/D \leq 1,0$.

Typiquement, la résistance en traction diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, de la porosité et du degré d'interconnectivité des fractures. Pour une fracture seule, l'influence de celle-ci sera maximale quand l'orientation de la fracture est parallèle à la direction du chargement.

2.3 Propriétés des discontinuités géologiques

Plusieurs paramètres sont considérés dans les méthodes suggérées par l'ISRM pour la description quantitative des discontinuités géologiques (ISRM 1978). La plupart des paramètres suivent une distribution statistique bien définie, comme l'illustre la figure 2.2, ce qui est un grand avantage pour la caractérisation.

La structure peut être décrite par l'orientation des fractures (pendage et direction), l'espacement, le nombre de familles, la forme des blocs et leur grosseur et la continuité des fractures. Les comportements mécanique et hydraulique des discontinuités est caractérisé par les variables physiques suivantes : la rugosité, la résistance de la roche à la surface de la discontinuité, la friction de base et résiduelle, l'ouverture et le matériel de remplissage (Bandis 1993).

2.3.1 Structure géométrique d'un massif rocheux

Les techniques d'arpentage des discontinuités utilisées, en pratique, incluent des mesures le long de séries de lignes d'arpentage, la récupération d'échantillons orientés, des observations avec des caméras pour trou de forage, des obturateurs à impression et plusieurs autres techniques (Bandis 1993).

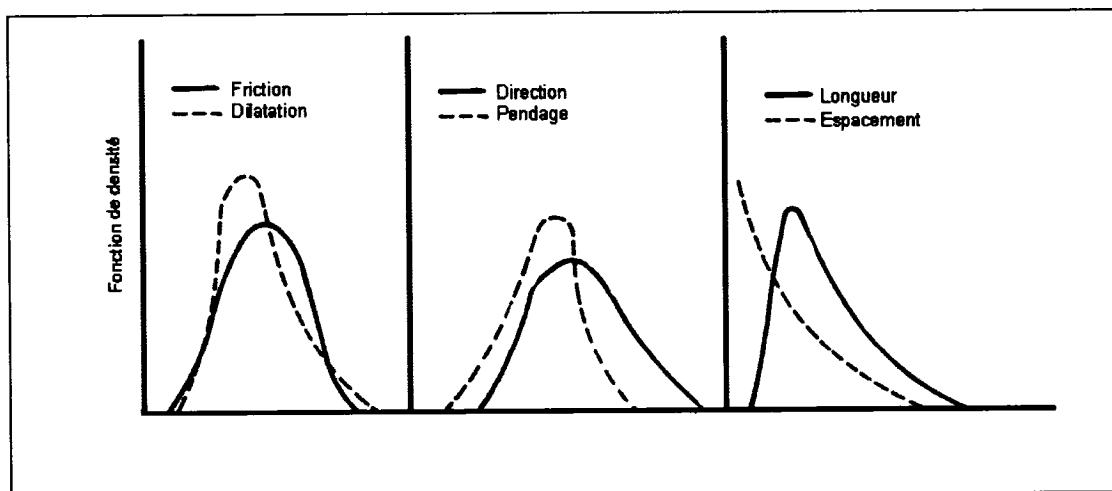


Figure 2.2 Fonctions de densité statistique typique pour divers paramètres de fractures (Coates et Abel 1981).

2.3.2 Caractérisation de la surface d'une fracture

2.3.2.1 Rugosité

La topographie de la surface d'une fracture peut varier grandement. Des détails individuels peuvent être distingués sur les aspérités (rugosité à petite échelle), les protubérances (rugosité intermédiaire) et les ondulations (rugosité à grande échelle). Les effets de ces classes de rugosité sont reliés avec la longueur de la fracture cisailée. En d'autres mots, les aspérités d'une hauteur de 1-2 mm influenceront la résistance d'une discontinuité de 10 cm, mais auront peu d'effet sur une fracture de 1000 cm.

La mesure de la rugosité peut être réalisée par profilage continu, par des mesures des pics et des creux, par rapport à un plan moyen préétabli, qui sont prises à intervalle régulier, ainsi que par des mesures d'inclinaisons.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour l'analyse quantitative de la rugosité (Bandis 1993), dont l'estimation de :

- i. L'angle maximum et médian $i = \arctan\left(\frac{2a}{L}\right)$, où a est l'amplitude et L la longueur à la base des irrégularités.

- ii. Moyenne arithmétique des pics et des creux par rapport à un plan moyen.
- iii. L'indice d'amplitude est égal au rapport de la somme des projections des aspérités sur la longueur totale du profil.

Si le profil d'une discontinuité est analysé géométriquement en mesurant l'inclinaison i à des intervalles d'échantillonnage de longueur croissante D , une relation inverse entre i et D sera trouvée, comme montré aux figures 2.3(a) et 2.3(b). Cet effet peut aussi être vu avec la représentation classique de la figure 2.3(c) (Bandis 1993).

Un indice expérimental très utilisé pour la caractérisation de la rugosité est le JRC, « *joint roughness coefficient* ». L'indice va de 0 (pour des surfaces planes lisses) à 20 (pour des surfaces rugueuses et ondulées). Le JRC peut être mesuré en faisant un essai de glissement sur surface polie (*tilt test*) pour déterminer l'inclinaison (a°) d'une discontinuité à l'instant où il glisse (valable pour $\sigma_n \leq 0.1 \text{ MPa}$) (Barton 1973) :

$$JRC = \frac{a^\circ - \phi_r}{\log\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n}\right)} \quad (2.7)$$

où σ_n est la contrainte normale, σ_c est la résistance en compression uniaxiale des aspérités, et ϕ_r est l'angle de friction résiduelle. Le JRC est aussi dépendant de l'effet d'échelle (voir figure 2.4) et une attention particulière doit être prise lors de la transposition des données de laboratoire à de plus grandes échelles (Bandis et al. 1981). L'expression suivante a été développée pour l'effet d'échelle du JRC (Barton et Bandis 1983) :

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 JRC_o} \quad (2.8)$$

où L est la longueur du profil et JRC_o et L_o sont les valeurs à petite échelle. La figure 2.5 montre un tableau de la variation attendue du JRC pour différents types de fractures et des longueurs de 20 et 100 cm. Les profils correspondent à ceux inclus dans la méthode suggérée par l'ISRM (1978).

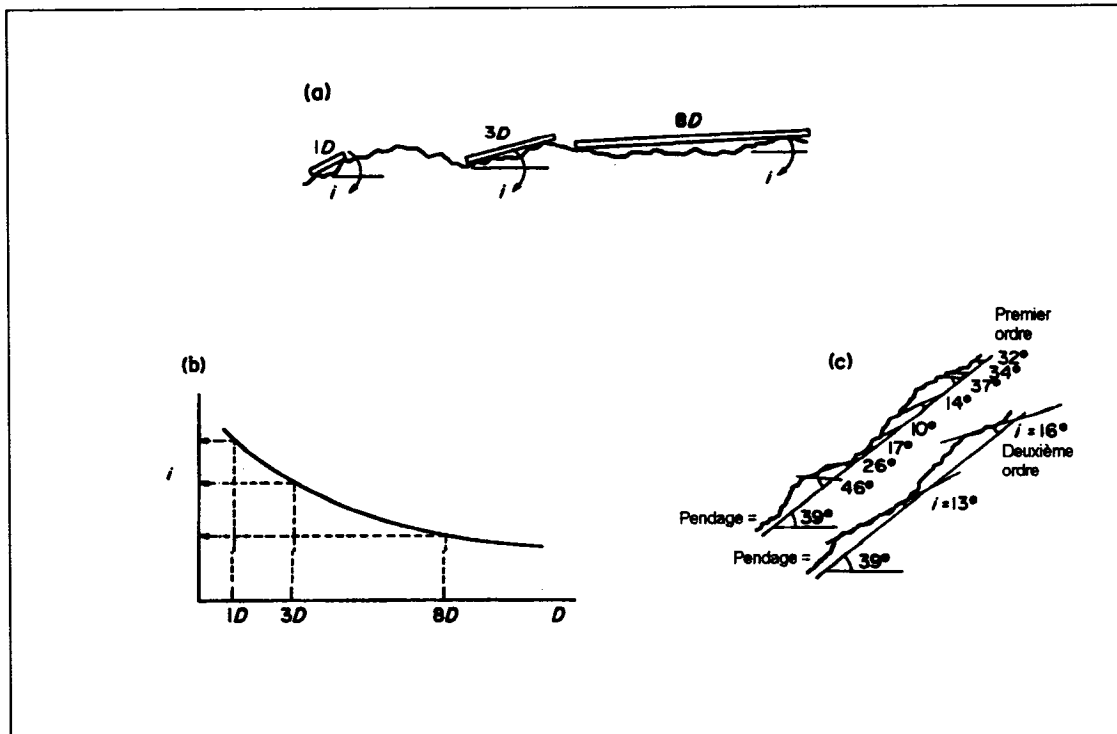


Figure 2.3 Effet d'échelle géométrique de la rugosité d'une discontinuité (d'après Bandis 1993).

2.3.2.1 Résistance de la roche à la surface de la discontinuité

La résistance de la roche à la surface de la discontinuité est une composante importante de sa réponse mécanique. Comme l'aire de contact entre les aspérités sur les surfaces opposées d'une discontinuité est faible, la concentration des contraintes est alors élevée et la résistance de la roche peut facilement être dépassée. Cependant, le mode de rupture exact n'est pas parfaitement compris. Intuitivement, les extrémités des aspérités peuvent se briser en traction et en cisaillement quand la contrainte normale est faible. Lorsque les contraintes sont élevées, probablement que des fissures en tension se forment suivi d'une rupture en cisaillement latéral.

Avec ces incertitudes, des compromis rationnels doivent être faits lors de l'introduction de la résistance de la roche dans la détermination de la résistance en cisaillement de la discontinuité. Habituellement, la résistance en compression uniaxiale ou la résistance en cisaillement de la roche ou une combinaison des deux est adoptée. L'utilisation du marteau Schmidt est une méthode considérée

convenable pour la détermination directe de la résistance des parois des fractures. Le terme JCS (« *joint compressive strength* ») est utilisé pour distinguer la résistance en compression uniaxiale de la roche, σ_c , qui peut être beaucoup plus élevée.

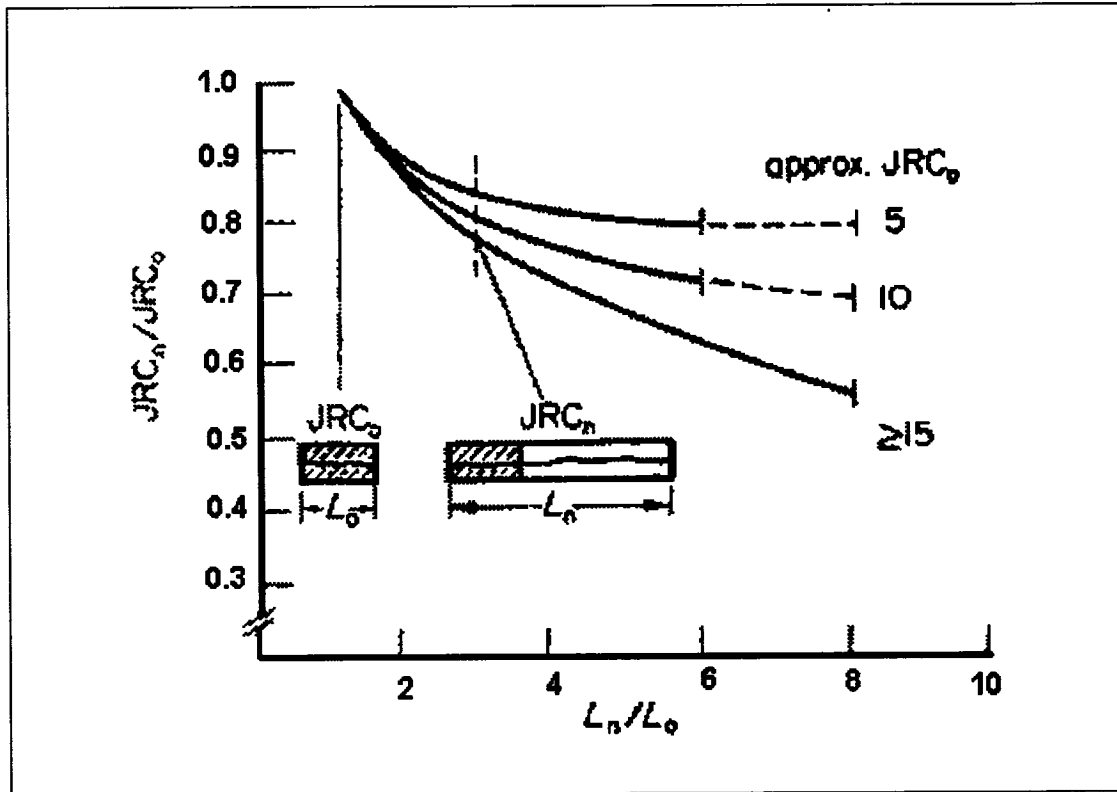


Figure 2.4 Correction de l'effet d'échelle du JRC (Bandis et al. 1981).

La plupart des indices de résistance de la roche dépendent de l'effet d'échelle. La fonction d'approximation suivante a été suggérée pour l'indice JCS des discontinuités, en accord avec la tendance déduite expérimentalement de la figure 2.6 (Bandis et al. 1981)

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 JRC_o} \quad (2.9)$$

où JCS_o est la valeur pour un échantillon de dimension nominale, L_n est la dimension du massif rocheux naturel et L_o est la dimension l'échantillon de la fracture en laboratoire (100 mm nominal).




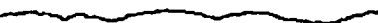





Description du type de discontinuité		JRC 200mm	JRC 1 m
Rugueuse		20	11
Lisse		14	9
Plane		11	8
Échelonnée		11	8
Rugueuse		14	9
Lisse		11	8
Plane		7	6
Ondulée		7	6
Rugueuse		2.5	2.3
Lisse		1.5	0.9
Plane		0.5	0.4
Planaire		0.5	0.4

Figure 2.5 Profils de discontinuités et valeur de JRC pour des longueurs de 20 et 100 cm (d'après ISRM 1978).

2.3.2.2 Friction de base et friction résiduelle

Les angles de friction de base (ϕ_b) et résiduelle (ϕ_r) sont associés à la résistance maximale au glissement. Conceptuellement, ϕ_b fait référence aux surfaces lisses et planes dans le roc et peut être considéré comme une constante du matériau. ϕ_r fait référence à la condition résiduelle des surfaces naturelles des

discontinuités, qui est atteinte après de grands déplacements en cisaillement. Si les surfaces naturelles ne sont pas altérées et sont peu ondulées, alors ϕ_r est égal à ϕ_b .

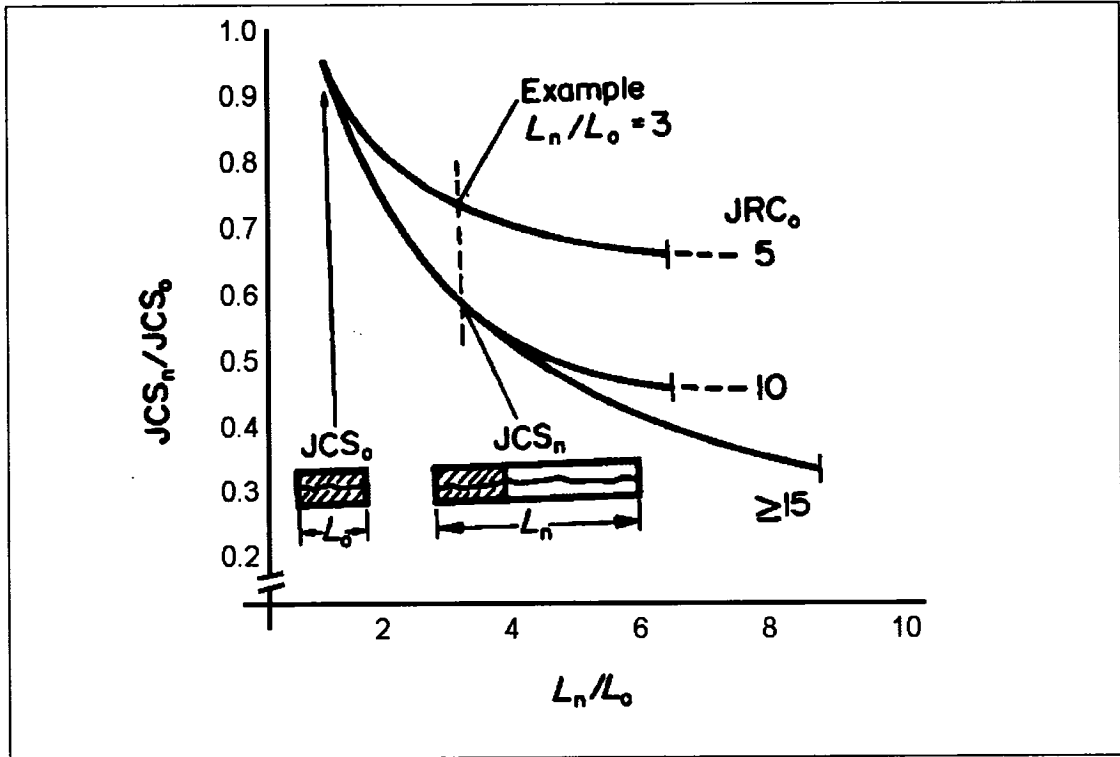


Figure 2.6 Correction de l'effet d'échelle du JCS (Bandis et al. 1981).

Les méthodes pour caractériser les angles de friction de base incluent les tests de cisaillement direct et les essais de glissement sur surface polie (*tilt test*) (Barton et Choubey 1977). Les valeurs de ϕ_b dépendent du type de roche et des conditions d'humidité. Pour la majorité des roches, la valeur de l'angle de friction de base varie entre 25° et 35°.

La détermination de l'angle de friction résiduelle est plus difficile, due aux grands déplacements en cisaillement requis. Dans une approche indirecte, on peut obtenir ϕ_r en imposant une dilatation d_n avec une contrainte de cisaillement τ sous une faible contrainte normale σ_n (Hencher 1987). Les valeurs de la contrainte normale corrigée ($\sigma_n(\text{corr})$) et de la contrainte de cisaillement corrigée ($\tau(\text{corr})$) sont d'abord calculées et seront utilisées pour obtenir la valeur de l'angle de friction résiduelle (ϕ_r) :

$$\begin{aligned}
\sigma_n(corr) &= (\sigma_n \cos d_n - \tau \sin d_n) \cos d_n \\
\tau(corr) &= (\tau \cos d_n - \sigma_n \sin d_n) \cos d_n \\
\phi_r &= \frac{\arctan[\tau(corr)]}{\sigma_n(corr)}.
\end{aligned}
\tag{2.10}$$

Dans une méthode alternative, ϕ_r peut être prédit, avec une précision acceptable, à partir de la valeur de l'angle de friction de base (ϕ_b), en utilisant la formule empirique suivante (Barton et Choubey 1977):

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right)
\tag{2.11}$$

où l'effet de l'altération des surfaces est introduit par le rapport du rebond r/R obtenu à l'aide du marteau Schmidt, sur des surfaces de roche fraîche humide (r) et sèche (R).

2.3.2.3 Ouverture

L'ouverture d'une discontinuité est un paramètre difficile à caractériser. Généralement, la fiabilité des observations sur les surfaces libres de la roche, sur les échantillons de forage est limitée à cause des effets de relâchement des contraintes. Une description plus complète sur l'ouverture des discontinuités sera faite à la section 3.4.

2.3.2.4 Matériaux de remplissage

Une évaluation de la marge de variation de la résistance en cisaillement d'un matériau de remplissage peut être obtenue à partir des indices quantitatifs suivants :

- i. Degré de consolidation ;
- ii. La teneur en eau ;
- iii. L'indice de plasticité ;
- iv. La fraction d'argile présente.

Cependant, la grande gamme de propriétés fait qu'il est extrêmement difficile d'estimer la résistance en cisaillement autre que de manière approximative. En pratique, des essais de cisaillement en laboratoire et préférablement *in situ* pourront être effectuées sur les discontinuités remplies les plus critiques.

Un des aspects importants de la caractérisation des discontinuités remplies est l'interaction entre la surface de la discontinuité et le matériau de remplissage. Dans l'exemple de la figure 2.7(a), un effet d'échelle inverse aurait été expérimenté si l'évaluation de la résistance de l'exposition à l'échelle L_n était basée sur un échantillon de longueur L_o . Si on considère qu'il n'y aura aucun changement de volume, il est possible d'estimer grossièrement le déplacement (u) requis pour qu'il y ait un contact roche-roche avec une géométrie simple. Pour la géométrie idéalisée de la figure 2.7(b), on a :

$$u = \frac{f}{\tan i} \quad (2.12)$$

où f est l'épaisseur de remplissage et i est l'inclinaison de la forme en dent de scie.

Dans la réalité, la valeur effective de l'angle i peut être estimée à partir de $\arctan(a/b)$, où b est la demi-base du pic prédominant et a est la hauteur moyenne des pics.

2.4 Comportement mécanique des discontinuités géologiques

La déformabilité des discontinuités peut être mieux expliquée avec les courbes contrainte-déplacement. Les relations de déformabilité d'une discontinuité sont décrites par la rigidité normale (k_{nn}) et la rigidité en cisaillement (k_{ss}). Sur les courbes contrainte-déplacement, k_{nn} est décrit comme étant le taux de changement de la contrainte normale (σ_n) en fonction du déplacement normal (v), et k_{ss} comme le taux de changement de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement (u) (Goodman et al. 1968). Ces relations (k_{nn} et k_{ss}) peuvent être utilisées pour montrer l'interaction entre les blocs de la figure 2.8.

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ \tau \end{pmatrix} = \begin{vmatrix} k_{nn} & 0 \\ 0 & k_{ss} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} dv_c \\ du \end{pmatrix} \quad (2.13)$$

$$\text{où } k_{nn} = \left(\frac{\partial \sigma_v}{\partial v_c} \right)_u \quad \text{et} \quad k_{ss} = \left(\frac{\partial \tau}{\partial u} \right)_v.$$

Sous un champ de contraintes de compression dans un massif rocheux, la résistance en cisaillement des discontinuités est la principale composante de la

résistance du massif. Le paramètre qui varie le plus en compression et en cisaillement est l'ouverture des fractures (Bandis 1993).

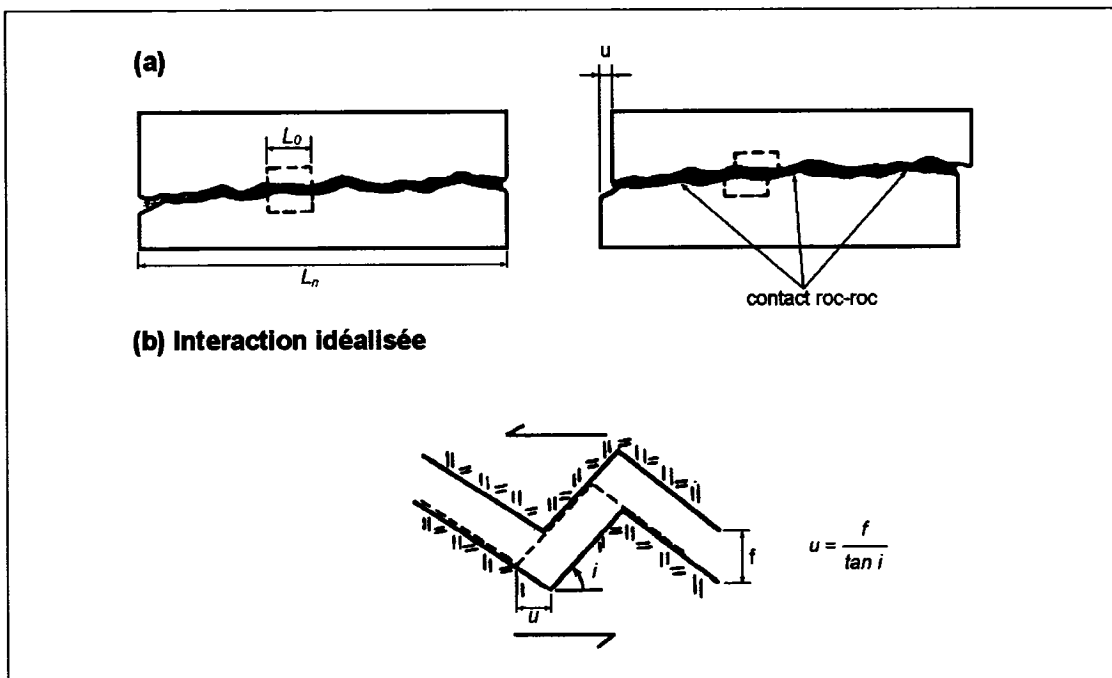


Figure 2.7 Représentation conceptuelle du déplacement en cisaillement requis pour qu'il y ait un contact roche-roche dans une discontinuité remplie (d'après Bandis 1993).

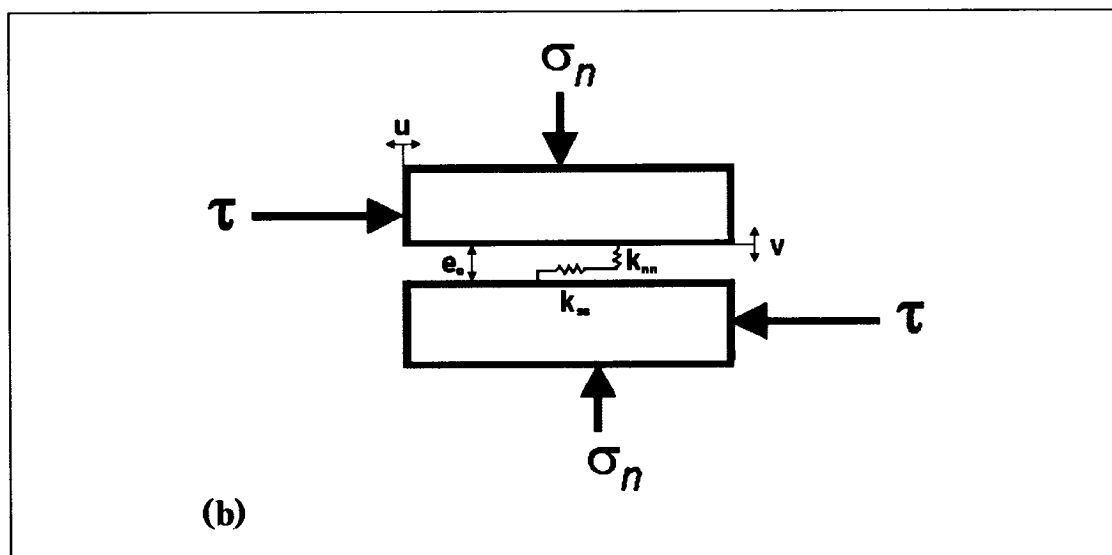


Figure 2.8 Interaction entre deux blocs (d'après Bandis 1993).

2.4.1 La déformation normale des discontinuités

L'ouverture d'une fracture diminuera de façon non linéaire en fonction de l'augmentation de la contrainte normale appliquée. Cette fermeture dépend de plusieurs facteurs dont la position relative des deux surfaces de la discontinuité (enchevêtrée ou non) et la présence de matériel de remplissage. La figure 2.9 montre le comportement du déplacement normal en fonction de la contrainte normale d'une fracture.

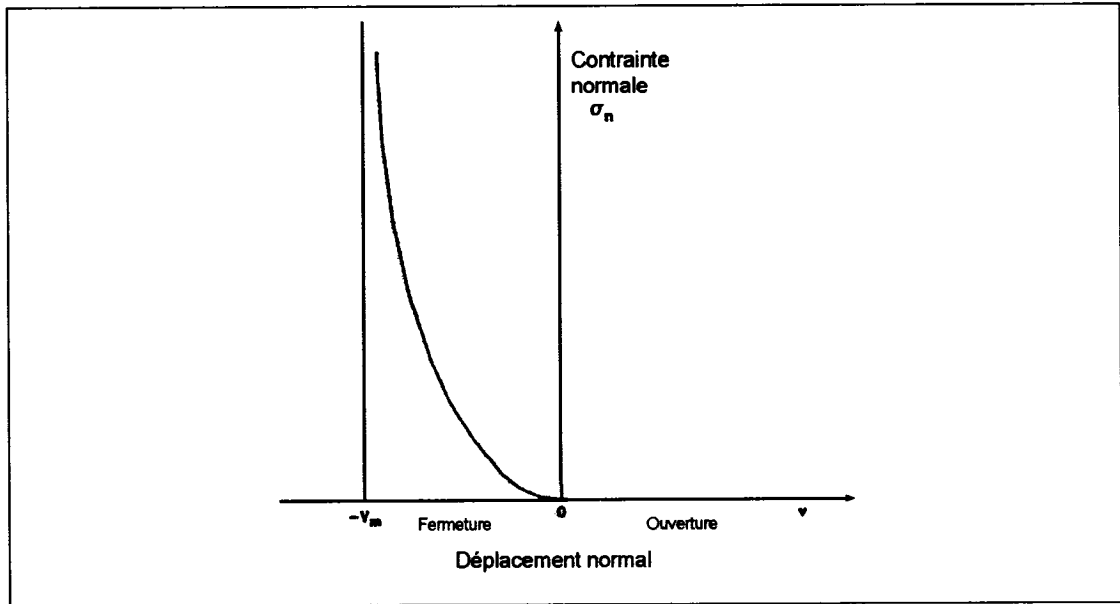


Figure 2.9 Comportement de la contrainte normale en fonction du déplacement normal d'une fracture (Saeb et Amadei 1989).

Cette courbe est principalement hyperbolique et tend vers une droite verticale quand $v = -V_m$, ce qui correspond à la fermeture maximale de la fracture (l'ouverture du joint étant positive). Un modèle pour décrire ce comportement charge-déplacement normal a été proposé par Bandis et al. (1983) :

$$\sigma_n = \frac{vk_{ni}V_m}{V_m + v} \quad \text{ou} \quad v = \frac{\sigma_n V_m}{k_{ni}V_m - \sigma_n} \quad (2.14)$$

où l'ouverture de la fracture et la contrainte en compression sont positives, v est le déplacement normal (fermeture), V_m est la fermeture maximale (habituellement plus petite que l'ouverture initiale) et k_{ni} est la rigidité normale initiale de la fracture. Suivant

ce modèle, à n'importe quel niveau de contrainte, la rigidité normale tangente k_{nn} est égale à

$$k_{nn} = \frac{\partial \sigma_n}{\partial v} = k_{ni} \left(\frac{k_{ni} V_m - \sigma_n}{k_{ni} V_m} \right)^2 \quad (2.15)$$

ce qui signifie que la courbe débute avec une pente k_{ni} (lorsque σ_n est près de 0) et se termine avec une pente infinie (lorsque σ_n est très grand). Des expressions empiriques ont été suggérées pour décrire k_{ni} et V_m (Bandis et al. 1983):

$$k_{ni} = 0.02 \left(\frac{JCS}{e_{hi}} \right) + 1.75 JRC - 7 \quad (2.16)$$

$$V_m = C \left(\frac{JCS}{e_{hi}} \right)^D \quad (2.17)$$

où JRC est le coefficient de rugosité des fractures, JCS est le coefficient de résistance en compression de la fracture, e_{hi} est l'ouverture initiale de la fracture, C et D sont des constantes qui ont des valeurs suggérées de 8.57 et -0.68 respectivement pour les fractures.

Plusieurs expériences ont démontré que la relation contrainte-déformation normale d'une fracture sera différente si les aspérités sur les surfaces de la fracture sont enchevêtrées ou non (Goodman 1976, Bandis et al. 1983). Habituellement, une fracture désenchevêtrée est plus déformable et la fermeture maximale est plus grande. La figure 2.10 montre les différentes courbes pour une fracture enchevêtrée ou non. Le déplacement axial mesuré est dépendant des propriétés de déformation de la discontinuité et de la roche. La fermeture de la fracture peut alors être calculée en soustrayant la déformation de la roche (courbe A) du déplacement mesuré (courbe B ou C).

Quelques auteurs ont proposé des modèles pour décrire le comportement des discontinuités désenchevêtrées. Cependant, ces modèles ne représentent pas la déformabilité normale des fractures désenchevêtrées à celles enchevêtrées. Saeb et Amadei (1989, 1990) ont proposé une méthode graphique et un modèle mathématique pour obtenir la courbe d'une fracture désenchevêtrée à partir d'un test de cisaillement direct sous une contrainte normale constante sur une fracture

enchevêtrée. Cette méthode relie le comportement d'une fracture désenchevêtrée au comportement d'une fracture enchevêtrée après qu'elle ait été cisailée sur une certaine distance. Cette méthode sera décrite à la section suivante.

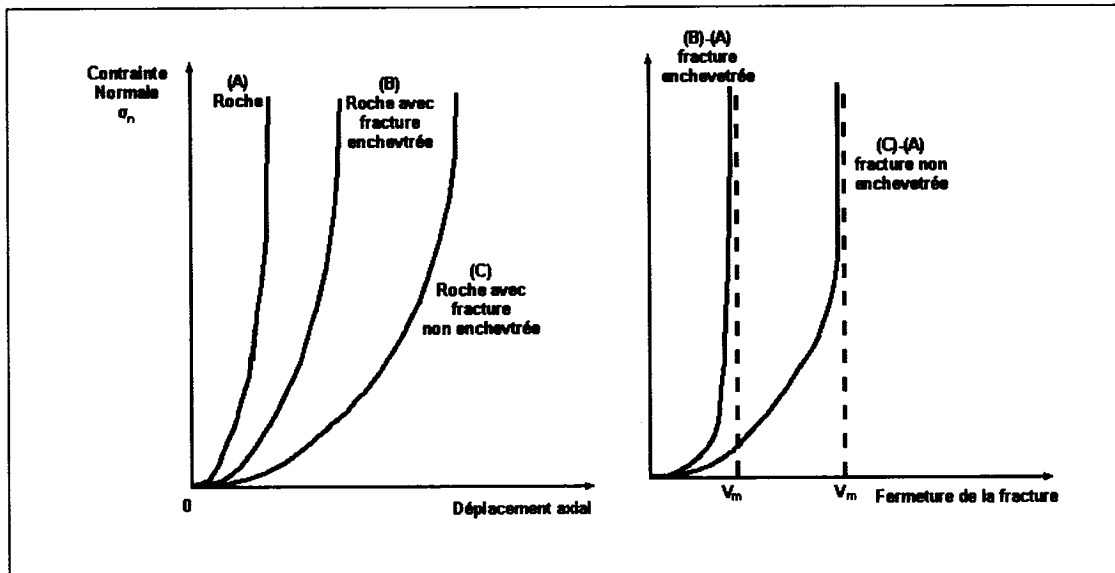


Figure 2.10 Comparaison du comportement normal des fractures enchevêtrées ou non (Goodman 1976).

Pendant le retrait de la charge, le comportement de la discontinuité montre un effet d'hystérésis et un comportement inélastique. La courbe qui représente ces comportements ressemble à une hyperbole. Après plusieurs cycles de chargement, les fractures montrent un comportement de renforcement qui demeure typiquement non linéaire (Bandis et al. 1983).

2.4.2 Comportement et résistance en cisaillement des discontinuités géologiques

Le comportement en cisaillement d'une discontinuité est complexe et dépend de nombreux facteurs comme les conditions frontières (p. ex. contraintes normales initiales, chemin de charge), les propriétés de déformation du matériel, les propriétés du matériel de remplissage (déformation, résistance, épaisseur), les surfaces de la fracture (rugosité, ouverture, résistance), les dimensions de la fracture (aire, longueur) et la présence d'eau. La courbe de la contrainte de cisaillement en fonction du

déplacement en cisaillement montre typiquement une augmentation rapide de la contrainte de cisaillement jusqu'à une valeur maximum (τ_p), suivie d'une diminution graduelle jusqu'à une valeur résiduelle (τ_r) après un grand déplacement. Habituellement, les fractures ont un comportement non linéaire.

Le comportement en cisaillement des fractures peut être divisé en deux aspects importants : la résistance en cisaillement et la déformation en cisaillement.

2.4.2.1 La résistance en cisaillement

Dans le but d'estimer la résistance en cisaillement au pic des discontinuités, plusieurs modèles ont été proposés au fil des ans. Patton (1966) et Priest (1993) fournissent une bonne revue de ces critères de rupture. Parmi ceux-ci, les critères proposés par Patton (1966), Ladanyi et Archambault (1970), Jaeger (1971) et Barton (1973, 1976) sont les plus connus.

- Le modèle de Patton

Patton (1966) a développé un modèle pour la résistance en cisaillement le long d'une discontinuité basé sur des relations géométriques simples avec l'hypothèse qu'il n'y a pas de cohésion. Pour une discontinuité plane et inclinée (voir figure 2.11a), la contrainte normale et la contrainte de cisaillement qui agissent sur la surface de la discontinuité sont données par :

$$\sigma_i = \sigma_n \cos^2 i + \tau \sin i \cos i \quad (2.18)$$

$$\tau_i = \tau \cos^2 i + \sigma_n \sin i \cos i \quad (2.19)$$

s'il n'y a pas de cohésion, la résistance en cisaillement de la discontinuité devient (à partir du critère de Coulomb) :

$$\tau_i = \sigma_i \tan \phi \quad (2.20)$$

En combinant ces équations, on obtient la résistance en cisaillement en terme de contrainte normale et de contrainte de cisaillement qui agissent dans la direction de la discontinuité :

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi + i) \quad (2.21)$$

Patton a démontré qu'à des contraintes normales faibles, l'équation 2.21 est valide pour le type de discontinuité montré à la figure 2.11b. Cependant, à des contraintes normales élevées, la résistance en cisaillement des aspérités de la surface des discontinuités est dépassée et le modèle n'est plus valide. La résistance devient alors une loi de type Coulomb :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_r + c \quad (2.22)$$

où c est la cohésion de la roche. Le modèle bilinéaire de Patton (1966) est montré à la figure 2.12. On peut voir la première partie de la courbe (à de faibles contraintes normales) est représentée par l'équation 2.21, alors que la deuxième partie (à contraintes normales élevées) est représentée par l'équation 2.22.

- Le modèle de Barton et al.

Barton (1973) a proposé une relation empirique (basé sur le modèle bilinéaire de Patton (1966)) pour estimer la résistance au pic des discontinuités géologiques :

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left(JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right) \quad (2.23)$$

où JRC est le coefficient de rugosité des fractures (qui peut être estimé à partir du profil de la fracture, voir la figure 2.5), JCS est l'indice de résistance en compression, σ_n est la contrainte normale et ϕ_b est l'angle de friction de base (qui est approximativement égal à ϕ_r , l'angle de friction résiduelle). Pour la roche intacte, la valeur du JCS est la même que σ_c (résistance en compression uniaxiale), mais elle peut prendre une valeur aussi faible que $0,25 \sigma_c$ pour les massifs fracturés. Pour prendre en compte cet effet d'échelle, Bandis et al. (1981) ont proposé les équations 2.8 et 2.9 vues précédemment (voir figures 2.4 et 2.6). ϕ_b et ϕ_r sont supposés être indépendants de l'effet d'échelle.

- Le modèle de Ladanyi et Archambault

Ladanyi et Archambault (1970) ont proposé un critère, appelé LADAR, pour estimer la résistance au cisaillement au pic d'une discontinuité. Ce modèle semi empirique curviligne pour la résistance au pic est donné par :

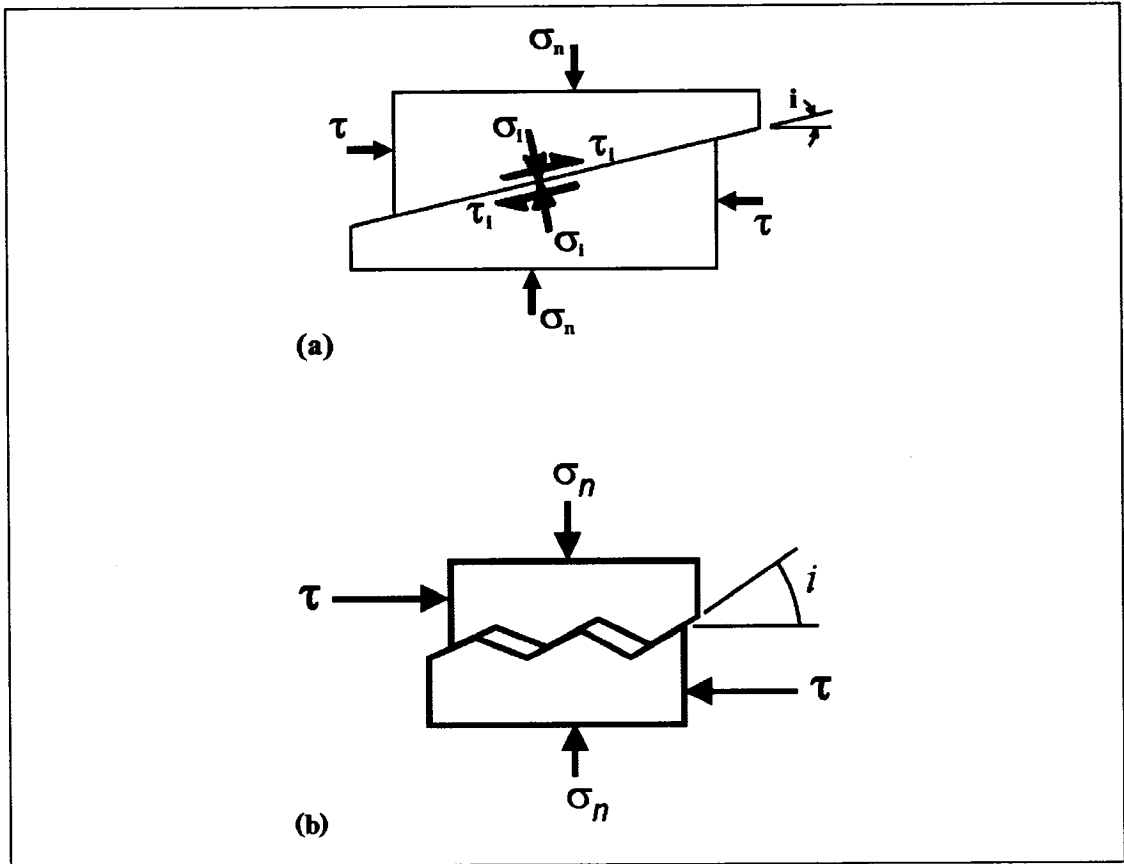


Figure 2.11 Schémas des modèles de fractures utilisées par Patton (1966).

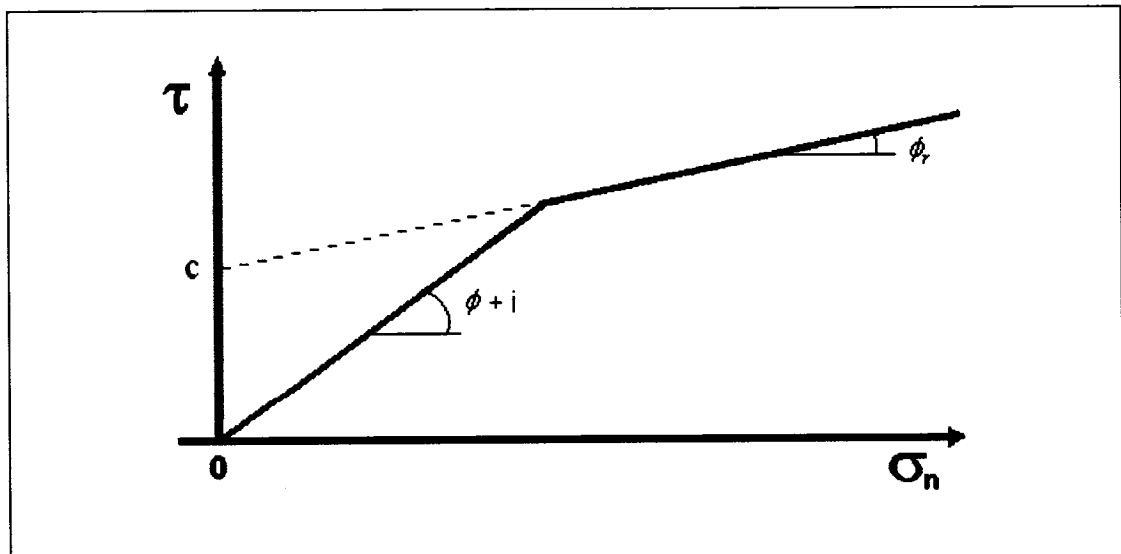


Figure 2.12 Modèle bilinéaire du Critère de Patton (d'après Patton 1966).

$$\tau_p = \frac{\sigma_n(1-a_s)(\dot{\nu} + \tan \phi_u) + a_s s_r}{1 - (1-a_s)\dot{\nu} \tan \phi_u} \quad (2.24)$$

où a_s est le ratio de l'aire de cisaillement (ratio de la somme des aires où les aspérités se sont brisées sur l'aire totale de l'échantillon), $\dot{\nu}$ est le taux de dilatation à l'instant où la résistance en cisaillement au pic est atteinte, ϕ_u est l'angle de friction et s_r est la résistance au cisaillement de la roche intacte. Si la contrainte normale est très faible, quand il n'y a aucun bris des aspérités alors $a_s \rightarrow 0$ et $\dot{\nu} \rightarrow \tan i_o$, et l'équation 2.24 est réduite au modèle de Patton (1966) (voir équation 2.21). Si la contrainte normale est élevée, toutes les aspérités seront cisailées, donc $a_s \rightarrow 1$ et $\tau_p \rightarrow s_r$.

Pour évaluer la résistance de la roche, les auteurs suggèrent d'utiliser l'équation proposée par Fairhurst (1964), qui est une généralisation du critère de Griffith (1924):

$$s_r = \sigma_c \frac{\sqrt{(1+N)}-1}{N} \left(1 + N \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^{1/2} \quad (2.25)$$

où σ_c est la résistance en compression uniaxiale de la roche et N est le ratio de la résistance en compression sur la résistance en tension ($N = \left| \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \right|$) (lorsque $N=8$ l'expression revient au critère de Griffith (1924).

Les valeurs de a_s et $\dot{\nu}$ peuvent être estimées en se basant sur les relations empiriques suivantes, dérivées de essais sur des surfaces avec rugosités artificielles :

$$\dot{\nu} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k_2} \tan i_o \quad (2.26)$$

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k_1} \quad (2.27)$$

où σ_T est la contrainte de transition du comportement fragile-ductile et k_1 et k_2 sont déterminés en laboratoire. Les auteurs suggèrent les valeurs de $k_1 = 1,5$ et $k_2 = 4,0$ pour des surfaces rocheuses rugueuses. Goodman (1976) suggère d'utiliser σ_c pour un estimé de σ_T [$\sigma_c \approx \sigma_T$]. Ce modèle a été modifié par Saeb (1990) et la relation suivante a été proposée :

$$\tau_p = \sigma_n (1 - a_s) \tan(i + \phi_u) + a_s s_r \quad (2.28)$$

où

$$i = \tan^{-1} \nu = \tan^{-1} \left[\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k_2} \tan i_o \right] \quad (2.29)$$

Si on prend le critère de Coulomb pour la résistance en cisaillement des aspérités (s_r), la résistance totale peut être calculé avec :

$$\frac{\tau_p}{\sigma_T} = \frac{\sigma_n}{\sigma_T} (1 - a_s) \tan(i + \phi_u) + a_s \left(\frac{S_o}{\sigma_T} + \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \tan \phi_o \right) \quad (2.30)$$

où S_o est la cohésion et ϕ_o est l'angle de friction de la roche. Saeb (1990) montre que cette formulation du critère prend en compte les deux modes de rupture (cisaillement et glissement). Cette formulation corrèle très bien avec le modèle original LADAR.

2.4.2.2 Comportement contrainte-déformation

Pour décrire le comportement des discontinuités, plusieurs auteurs ont proposé des équations constitutives pour modéliser les relations contrainte-déplacement. Les modèles les plus utilisés sont ceux de Goodman et de Barton-Bandis. Cependant, plusieurs autres modèles ont été proposés pour différents mécanismes, comme par exemple, pour l'interaction sol-roche, pour les glissements de blocs, pour les fractures et pour les tremblements de terre. Quelques uns de ces modèles sont basés sur le comportement des fissures, sur les micro-mécanismes, sur la plasticité ou sur l'élasto-viscoplasticité. Quelques modèles ont été proposés pour prendre en compte certaines conditions comme les effets du temps, les dommages progressifs, les effets de la température, les effets dynamiques, les propriétés du matériel de remplissage, l'anisotropie, les effets d'échelle et les cycles de chargement (e.g. Simon, 1999).

- Le modèle de Barton-Bandis

Dans ce modèle, le comportement en cisaillement des discontinuités dépend de plusieurs facteurs, incluant l'angle de friction au pic (ϕ_p), l'angle de friction de base (ϕ_b), l'angle de dilatation au pic (d_n°), l'angle de friction résiduelle (ϕ_r), la rigidité en cisaillement (k_{ss}) et les paramètres JRC et JCS de la discontinuité. L'angle de friction au pic est donné par la relation suivante (Barton et Choubey 1977) :

$$\phi_p = \phi_b + d_n^o \quad (2.31)$$

L'angle de friction de base peut être trouvé à partir d'un essai de glissement sur surface polie (*tilt test*). L'angle de dilatation au pic est donné par (Barton et Choubey, 1977) :

$$d_n^o = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2.32)$$

L'angle de friction résiduel pour une discontinuité peut être estimé à partir de l'équation 2.11 (voir section 2.3.2.3).

La rigidité en cisaillement de la discontinuité peut être considérée comme linéaire et peut être estimée par (Barton et Choubey 1977, Bandis et al. 1983) :

$$k_s = \frac{\tau_p}{u_p} = \frac{\sigma_n}{u_p} \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]. \quad (2.33)$$

Ce modèle fut modifié plus tard par Barton et al. (1985) pour prendre en compte la dépendance à la contrainte de la résistance au cisaillement. L'historique des contraintes et des déplacements d'une discontinuité est considéré en utilisant un coefficient de rugosité modifié (JRC_m). La condition de rupture pour une rupture en cisaillement est donnée par :

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left(JRC_m \log \left(\frac{JCS}{|\sigma_n|} \right) + \phi_r \right) \quad (2.34)$$

où

$$JRC_m = \frac{\arctan \left(\frac{\tau_m}{\sigma_n} \right)^o - \phi_r^o}{\log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)} \quad (2.35)$$

Les résultats de laboratoire peuvent être exprimés en terme d'un rapport sans dimension :

$$\frac{JRC_m}{JRC_p} = \frac{\arctan \left(\frac{\tau_m}{\sigma_n} \right)^o - \phi_r^o}{\phi_p - \phi_r^o} \quad (2.36)$$

où JRC_p est le coefficient de rugosité de la discontinuité à la résistance au pic et :

$$\phi_p = \arctan\left(\frac{\tau_p}{\sigma_n}\right). \quad (2.37)$$

Le tableau 2.1 peut alors être utilisé pour établir une relation entre le rapport du déplacement en cisaillement (u/u_p) et le rapport du JRC, avec :

$$i = JRC_p \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (2.38)$$

Tableau 2.1 Valeurs arrondies qui relient le rapport des déplacements en cisaillement et le rapport des JRC pour les discontinuités (Barton et al. 1985).

u/u_p	JRC_m/JRC_p
0,0	$-\left(\phi_r/i\right)$
0,3	0
0,6	0,75
1,0	1,00
2,0	0,85
4,0	0,70
10,0	0,50
100,0	0,00

- Le modèle de Saeb et Amadei

Saeb et Amadei (1989, 1990, 1992) ont développé un modèle constitutif pour les discontinuités. Ce modèle peut être vu comme une généralisation des modèles de Goodman (1976) et de Barton-Bandis et il peut être donné sous forme graphique ou mathématique.

Comme mentionné dans la section précédente, ce modèle relie le comportement normal des fractures désenchevêtrées au comportement d'une fracture cisailée par un déplacement égal à u_i . La méthode utilise une série de courbes idéalisées de la réponse d'une fracture et est présentée à la figure 2.13. La figure 2.13a montre la fonction hyperbolique de la fermeture d'une fracture en fonction des contraintes normales comme définie par l'équation 2.14. La figure 2.13b montre une série de courbes idéalisées de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement pour une fracture enchevêtrée testée sous une contrainte normale constante allant de A à $20A$, où A est un nombre arbitraire. Il faut noter que ces courbes sont valides pour un modèle avec déplacement constant, ce qui signifie que les valeurs des déplacements au pic et résiduels sont constantes, donc indépendantes de la contrainte normale appliquée. La figure 2.13c montre les courbes de dilatance pour les tests de cisaillement de la figure 2.13b. Ces courbes montrent une diminution de la dilatance avec l'augmentation de la contrainte normale de A à $20A$. Dans ces figures, le déplacement en cisaillement au pic est identifié comme u_4 et il n'y a plus de changement dans le déplacement normal quand u_4 est atteint ($v = \text{constant}$ pour $u > u_4$).

La figure 2.13 peut alors être utilisée pour construire les courbes de la contrainte normale en fonction du déplacement normale pour une fracture désenchevêtrée comme montré à la figure 2.14. Chaque courbe ($u = u_i$; $i = 0,4$) correspond à une courbe de déplacement normal d'une fracture pour un déplacement en cisaillement de u_i . Les courbes sont construites en utilisant les valeurs de σ_n et v aux points d'intersection entre chaque ligne $u = u_i$ et des courbes du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement dans la figure 2.13c.

Plusieurs points peuvent être mis en évidence en regardant la figure 2.14 (Saeb et Amadei 1992) :

- La courbe $u = u_0$, qui représente une fracture enchevêtrée, est identique à la courbe de la fermeture d'une fracture en fonction des contraintes normales de la figure 2.13a.
- Chaque courbe $u = u_i$ représente le comportement d'une fracture sous un chargement normal après avoir été désenchevêtré par un déplacement en cisaillement égal à u_i .
- La courbe $u = u_0$, qui représente une fracture enchevêtrée, est identique à la courbe de la fermeture d'une fracture en fonction des contraintes normales de la figure 2.13a.
- Chaque courbe $u = u_i$ représente le comportement d'une fracture sous un chargement normal après avoir été désenchevêtré par un déplacement en cisaillement égal à u_i .

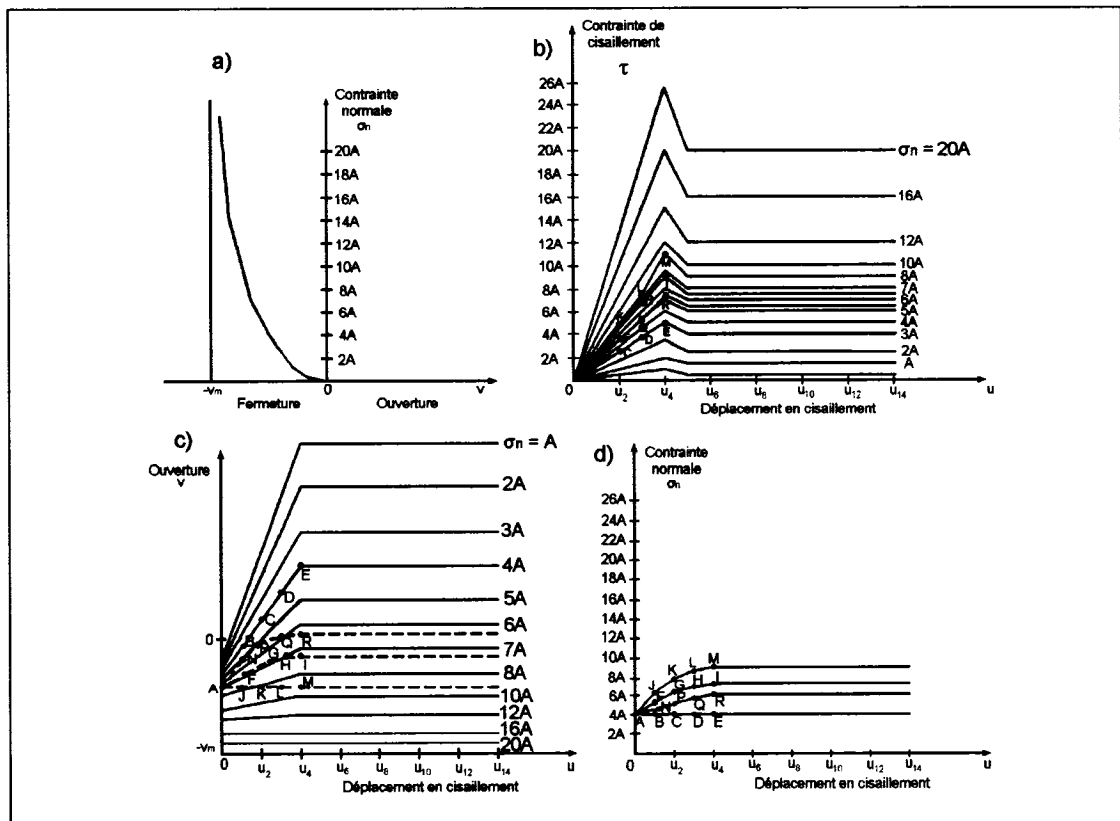


Figure 2.13 Courbes idéalisées de la réponse d'une fracture (Saeb et Amadei 1989).

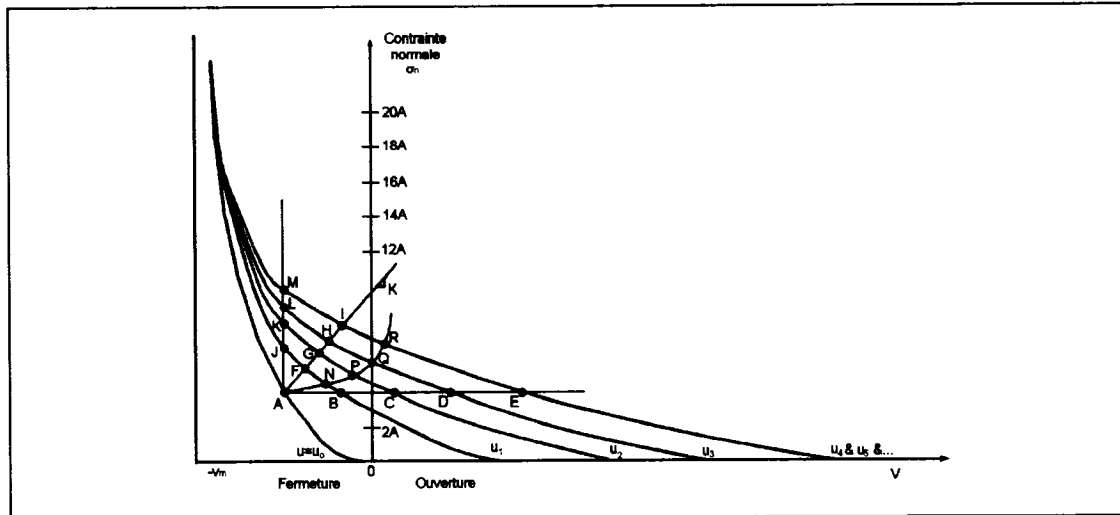


Figure 2.14 Courbes de la contrainte normale en fonction du déplacement normale à différents niveaux de déplacement en cisaillement (Saeb et Amadei 1989).

Les figures 2.13a et 2.13b peuvent alors, en principe, être utilisées pour prédire le comportement d'une fracture pour n'importe quel type de chargement. Dans la figure 2.14, quatre différents modes de chargement sont identifiés. Ces modes partent tous du point A en presumant que la contrainte normale initiale σ_{n0} est appliquée avant le cisaillement. Sous une rigidité normale constante K , le mode de chargement suit la courbe AFGHI. Sous une contrainte normale constante ($K = 0$), il suit la courbe ABCDE. Quand aucun changement dans le déplacement normal de la fracture n'est permis (aucune dilatance ; $K = \infty$), il suit la courbe AJKLM. La courbe ANPQR correspond à une fracture dans un massif rocheux avec une rigidité normale croissante appliquée. En utilisant les valeurs de σ_n et u au point d'intersection de chacun des modes de chargement avec les courbes $u = u_i$ et en utilisant les figures 2.13b et 2.13c. La courbe de la contrainte en cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement pour $\sigma_{n0} = 4A$ peut être construite pour les modes de chargement mentionnés plus haut. Ces courbes sont identifiées dans les figures 2.13a à 2.13c par des lignes pointillées. La figure 2.13d montre les courbes de la contrainte normale en fonction du déplacement en cisaillement qui sont construites à partir des mêmes résultats.

À partir de ces résultats, plusieurs observations peuvent être faites :

- La résistance au pic la plus élevée (point M sur la figure 2.13b correspond au mode de chargement avec rigidité normale constante dû à la plus grande augmentation de la contrainte normale sur la fracture.
- La résistance au pic la plus faible (point E) correspond au mode de chargement avec contrainte normale constante.
- Les deux autres modes de chargement mènent à des résistances au pic intermédiaires.

Ces observations ont été partiellement confirmées par plusieurs études expérimentales, qui ont montré que des essais de cisaillement sous une rigidité normale constante mènent à des résistances au pic plus élevées que les essais sous une contrainte normale constante, et que le comportement de la rigidité normale constante peut être prédit à partir des valeurs de la contrainte normale constante (Leichnitz 1985, Fortin et al. 1988, Archambault et al. 1990). Cela est compatible avec les processus physiques du cisaillement, alors que la contrainte normale augmente avec la dilatance et que la résistance au pic augmente avec la contrainte normale.

Le modèle de Saeb et Amadei (1989, 1990, 1992) peut aussi être exprimé mathématiquement et être implanté dans un code numérique pour obtenir la réponse des discontinuités dans un massif rocheux. Finalement, il doit être noté que ce modèle est limité à un chargement monotone (Saeb et Amadei 1989, 1990). Cependant, Souley et al. (1995) ont proposé une version modifiée du modèle de Saeb et Amadei qui peut considérer les chargements cycliques.

2.5 Le modèle CSDS pour les discontinuités géologiques

2.5.1 Introduction

Le modèle CSDS a été développé en considérant le besoin de représenter le comportement non linéaire complet des discontinuités (Simon 1999 ; Simon et al. 1999). Dans les cas de chute de résistance au pic (*strain softening*) les modèles ne peuvent pas toujours représenter le comportement non linéaire de la discontinuité, Le modèle CSDS (Simon 1999), pour sa part, prend en compte ce comportement non linéaire. Ce modèle combine des expressions existantes pour introduire de nouvelles équations pour le comportement non linéaire τ - u - v . Le modèle est basé sur l'hypothèse que la surface existe dans l'espace τ - u - v - σ_n . Il est valide pour un chargement monotone tel que suggéré par Fortin et al. (1990).

2.5.2 Relation contrainte en cisaillement versus déplacement en cisaillement

Le modèle constitutif CSDS (pour *Complete Stress-Displacement Surface*) pour les discontinuités géologiques peut être écrit comme suit, pour la relation τ - u :

$$\tau = F(u) = a + b \exp(-cu) - d \exp(-eu) \quad (2.39)$$

où τ est la contrainte en cisaillement (MPa), u est le déplacement en cisaillement (mm), et a à e sont des paramètres du modèle, avec les conditions imposées : $c < e$ et $a, b, c, d, e > 0$. Une formulation mathématique similaire a été proposée par Chapuis (1990) pour les matériaux granulaires. Cette formulation a été basée sur un traitement statistique qui associe le comportement contrainte-déformation aux transformations de la structure interne (Chapuis 1990). Des mécanismes similaires sont actifs lors du cisaillement d'une discontinuité, ceci justifie l'utilisation de l'équation 2.39. La figure 2.15 montre des courbes typiques obtenues à partir de l'équation 2.39. À partir de l'équation 2.39, quelques conclusions peuvent être tirées pour obtenir les paramètres a , b , c , d et e . À $u = 0$, la contrainte de cisaillement doit être nulle, cela mène à :

$$b = d - a. \quad (2.40)$$

À de grands déplacements, $u \gg 0$, la résistance résiduelle (τ_r) doit être atteinte, alors :

$$a = \tau_r. \quad (2.41)$$

Il a été montré par Simon (1999), après avoir analysé des résultats expérimentaux provenant de la littérature, que l'égalité suivante peut être utilisée :

$$c \approx \frac{5}{u_r} \quad (2.42)$$

À la résistance au pic, la dérivé de $F(u)$ est donnée par :

$$\frac{de u_r}{5(d - \tau_r)} - \exp\left[u_p \left(e - \frac{5}{u_r}\right)\right] = 0 \quad (2.43)$$

Au déplacement au pic, $F(u_p)$ doit être égal à la résistance au pic τ_p , ce qui mène à :

$$d = \frac{\tau_p - \tau_r \left[1 - \exp\left(-\frac{5u_p}{u_r}\right)\right]}{\exp\left(-\frac{5u_p}{u_r}\right) - \exp(-eu_p)} \quad (2.44)$$

Les deux équations non linéaires (équations 2.43 et 2.4) peuvent être résolues simultanément pour évaluer les valeurs des paramètres d et e . Ces deux équations peuvent être résolues à l'aide de méthodes itératives standard (Gérald et Wheatley 1989). Cependant, une attention particulière doit être portée lors de la résolution de l'équation 2.43 à cause de ses deux racines de e . La plus grande valeur est prise pour satisfaire la condition $c < e$. La figure 2.16 montre l'équation 2.43 en fonction de $F(e)$.

Dans les équations précédentes, tous les paramètres peuvent être déterminés à partir de quatre caractéristiques des discontinuités qui sont les deux déplacements, au pic et résiduel (u_p, u_r) et les deux résistances en cisaillement, au pic et résiduelle (τ_p, τ_r).

Comme mentionné précédemment, les deux déplacements, au pic et résiduel, sont considérés comme étant des constantes du matériel, indépendantes de la contrainte normale σ_n , qui est une hypothèse commune supportée par plusieurs résultats expérimentaux (Leichnitz 1985). La résistance en cisaillement résiduelle, d'un autre côté, est habituellement donnée par le critère de Coulomb :

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (2.45)$$

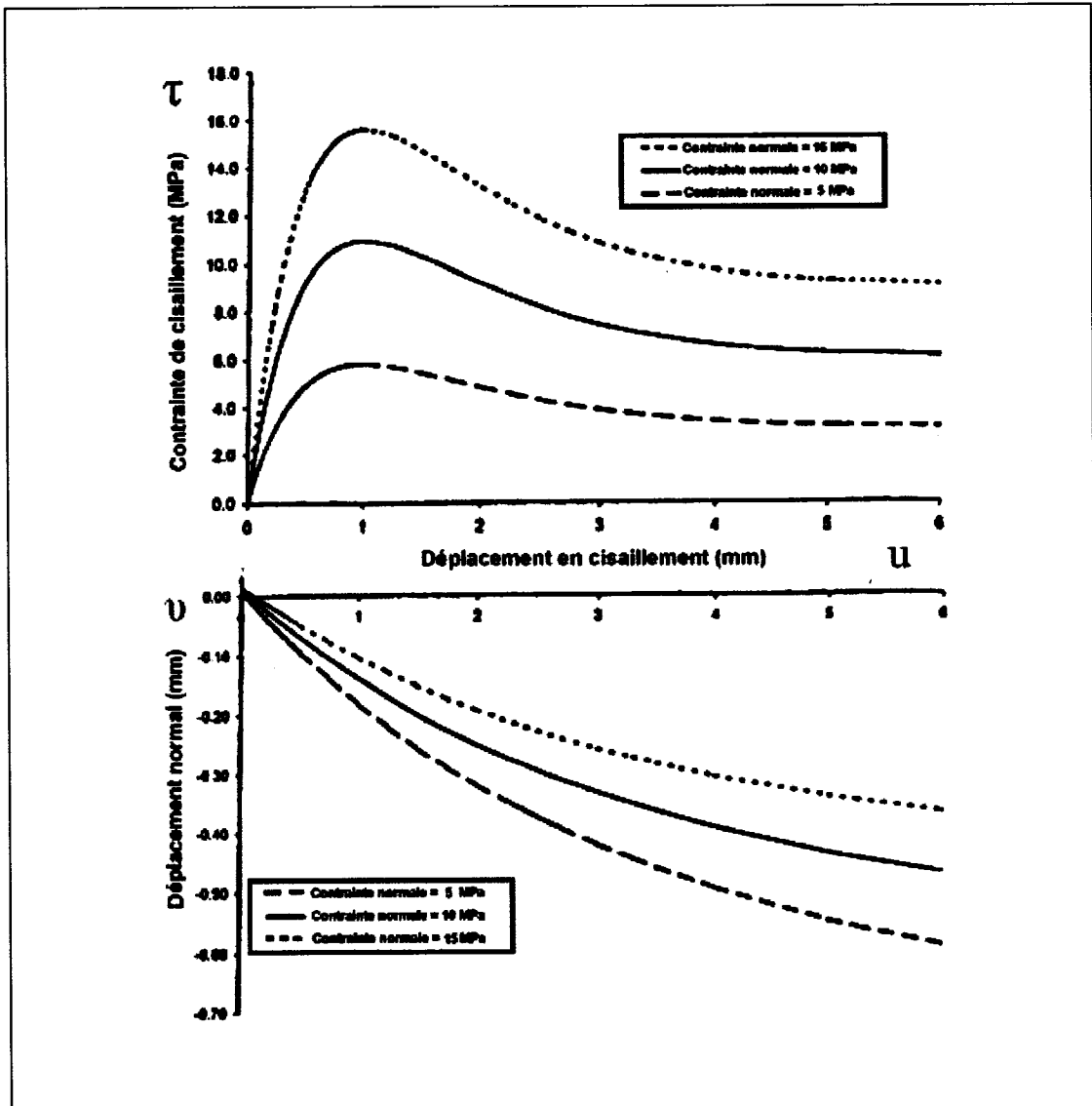


Figure 2.15 Courbes typiques obtenues avec le modèle CSDS pour un essai de cisaillement direct sous une contrainte normale constante (Simon 1999).

où ϕ_r est l'angle de friction résiduel à la surface de la fracture. La résistance en cisaillement au pic peut être obtenue en utilisant n'importe quel critère de résistance

au cisaillement existant, comme par exemple le critère bien connu LADAR (Ladanyi et Archambault 1970) modifié par Saeb (1990) décrit dans la section 2.4.2.1.

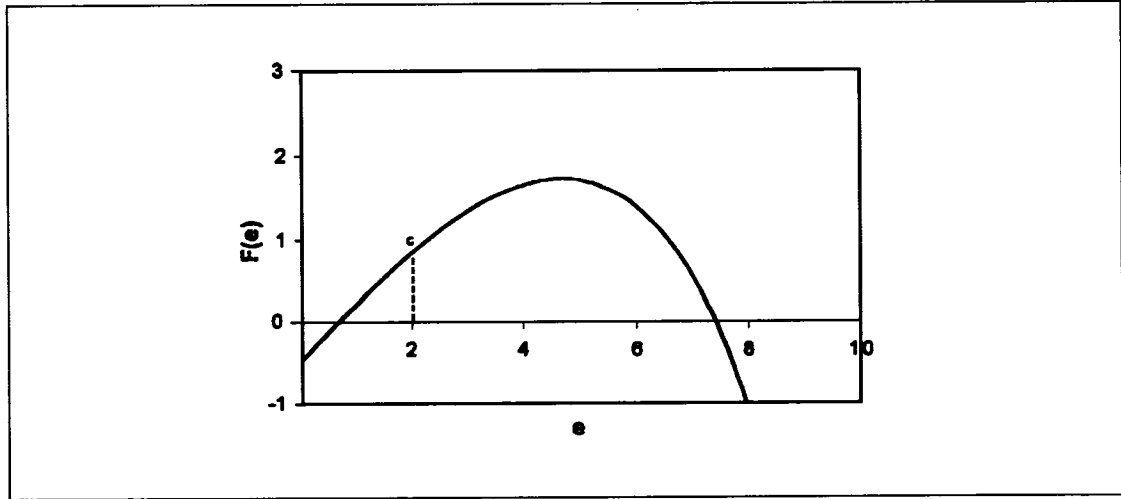


Figure 2.16 Graphique de la fonction $F(e)$ donnée par l'équation 2.43 pour des valeurs typiques (Simon 1999).

2.5.3 Relation déplacement normal versus déplacement en cisaillement

Une formulation exponentielle peut aussi être utilisée pour décrire la relation du déplacement normal (v) versus le déplacement en cisaillement (u). Cette relation peut être donnée sous la forme (Simon 1999) :

$$v = -\beta_1 - \beta_2 \exp(-\beta_3 u) + \beta_4 \exp(-\beta_5 u) \quad (2.46)$$

où v est le déplacement normal, u le déplacement en cisaillement et β_1 à β_5 sont des paramètres du modèle. Cependant, il est parfois difficile de relier les paramètres de l'équation 2.46 à des paramètres physiques qui peuvent être obtenus facilement à partir d'essais de laboratoire standard. Pour cette raison, une forme plus simple de la relation, qui néglige la fermeture initiale de la fracture, est proposée par Simon (1999) :

$$v = -\beta_1 + \beta_4 \exp(-\beta_5 u) \quad (2.47)$$

qui est obtenue en prenant $\beta_2 = 0$ dans l'équation 2.46. De cette formulation, à $u = 0$ (aucun déplacement en cisaillement), on a :

$$v = -\beta_1 + \beta_4 \exp(-\beta_5 \times 0) = -\beta_1 + \beta_4. \quad (2.48)$$

Le déplacement normal à $u = 0$ est une fonction de la contrainte normale et reflète le comportement normal de la fracture. En utilisant le modèle proposé par Bandis et al. (1983), on a :

$$v = -\frac{\sigma_n V_m}{k_{ni} V_m - \sigma_n} \quad (2.49)$$

où σ_n est la contrainte normale, V_m est la fermeture maximale de la fracture et k_{ni} est la rigidité normale initiale de la fracture. En combinant les deux dernières équations, on obtient :

$$\beta_4 = \beta_1 - \frac{\sigma_n V_m}{k_{ni} V_m - \sigma_n} \quad (2.50)$$

À partir de l'équation 2.47, on peut voir qu'à grand déplacement ($u \geq u_r$), le déplacement normal sera égal à β_1 , qui est donné par le déplacement normal maximum. Ce déplacement normal maximum est obtenu de Saeb et Amadei (1990, 1992), lorsque le niveau de dilatance est maintenu constant, et est donné par :

$$\beta_1 = -u_r \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_2} \tan i_o - \frac{\sigma_n V_m}{k_{ni} V_m - \sigma_n} \quad (2.51)$$

où i_o est l'angle des aspérités de la fracture, σ_T est la contrainte de transition (souvent prise comme étant la résistance en compression uniaxiale (Goodman 1976)) et k_2 est la constante du modèle de résistance au pic de Ladanyi et Archambault ($k_2 = 4$). Le dernier paramètre, β_5 , peut être relié au déplacement résiduel (u_r). Basé sur plusieurs résultats d'essais provenant de la littérature, β_5 peut être donné par (Simon 1999) :

$$\beta_5 \cong \frac{1.5}{u_r} \quad (2.52)$$

En combinant les équations 2.50 à 2.52 dans l'équation 2.47, on obtient :

$$v = -\left[u_r \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_2} \tan i_o \right] \left[1 - \exp\left(\frac{-1.5u}{u_r}\right) \right] - \frac{\sigma_n V_m}{k_{ni} V_m - \sigma_n} \quad (2.53)$$

2.5.4 Application du modèle CSDS

2.5.4.1 *Comparaison avec des résultats d'essai de cisaillement direct*

La figure 2.15 montrait des courbes typiques obtenues du modèle CSDS. On peut voir comment le comportement τ - u - v est influencé par la contrainte normale. La figure 2.17 montre une comparaison entre le modèle CSDS et des résultats d'essais de laboratoire avec une contrainte normale constante. Le tableau 2.2 donne les valeurs des paramètres obtenues à partir de la procédure décrite ci-dessus et utilisée pour chaque courbe. Comme on peut voir, le modèle fournit une bonne corrélation avec les données de laboratoire. D'autres résultats ont aussi été présentés par Simon (1999) pour évaluer la corrélation entre le modèle et les données expérimentales prises dans la littérature. Ces comparaisons ont donné un facteur de corrélation moyen (R^2) de 0,90 pour les courbes τ - u (un facteur de 1,0 représente une corrélation exacte).

Aussi, tel que montré à la figure 2.18, le modèle CSDS peut également représenter les essais de cisaillement direct exécutés sous des conditions de rigidité normale constante. Dans cette figure, les paramètres du matériau ont été déterminés à partir de résultats d'essais sous une contrainte normale constante et appliqués aux essais sous des conditions de rigidité normale constante. Le tableau 2.3 présente les données du modèle utilisées pour la figure 2.18.

2.5.4.2 *Analyse paramétrique*

Pour illustrer le rôle et l'importance du modèle CSDS et des paramètres correspondant utilisés pour la discontinuité dans l'analyse de stabilité, des calculs paramétriques ont été effectués. On peut prévoir que les paramètres du modèle qui affectent la résistance au pic peuvent aussi affecter la distribution des contraintes autour de l'excavation. Pour une résistance au pic donnée, le comportement post-pic va aussi entraîner une grande influence puisque lorsque la chute des contraintes est plus prononcée et de plus grandes charges sont transférées aux segments adjacents à la discontinuité.

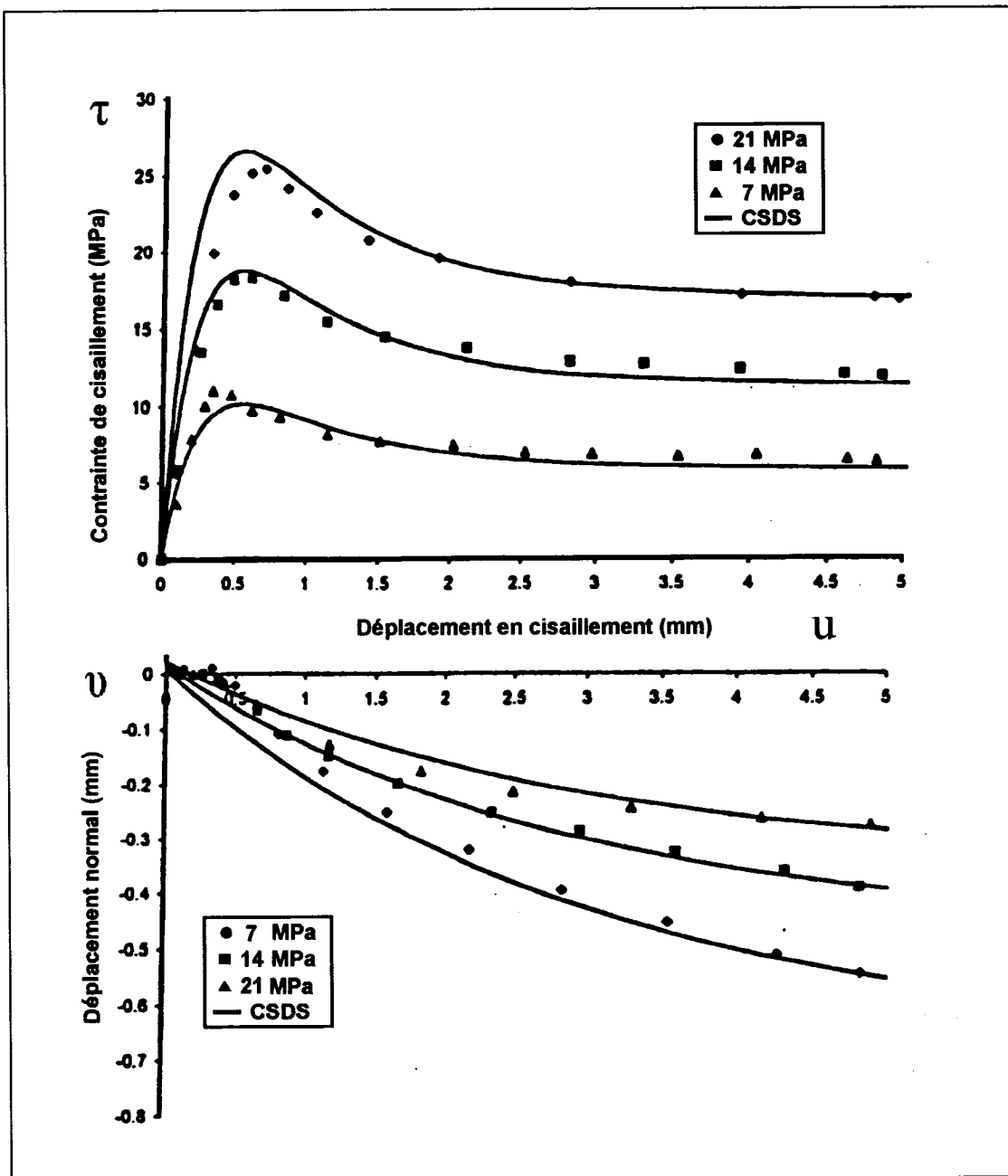


Figure 2.17 Le modèle CSDS appliqué à un essai de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante (données de Flamant et al. 1994) ; Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 2.2 (Simon 1999).

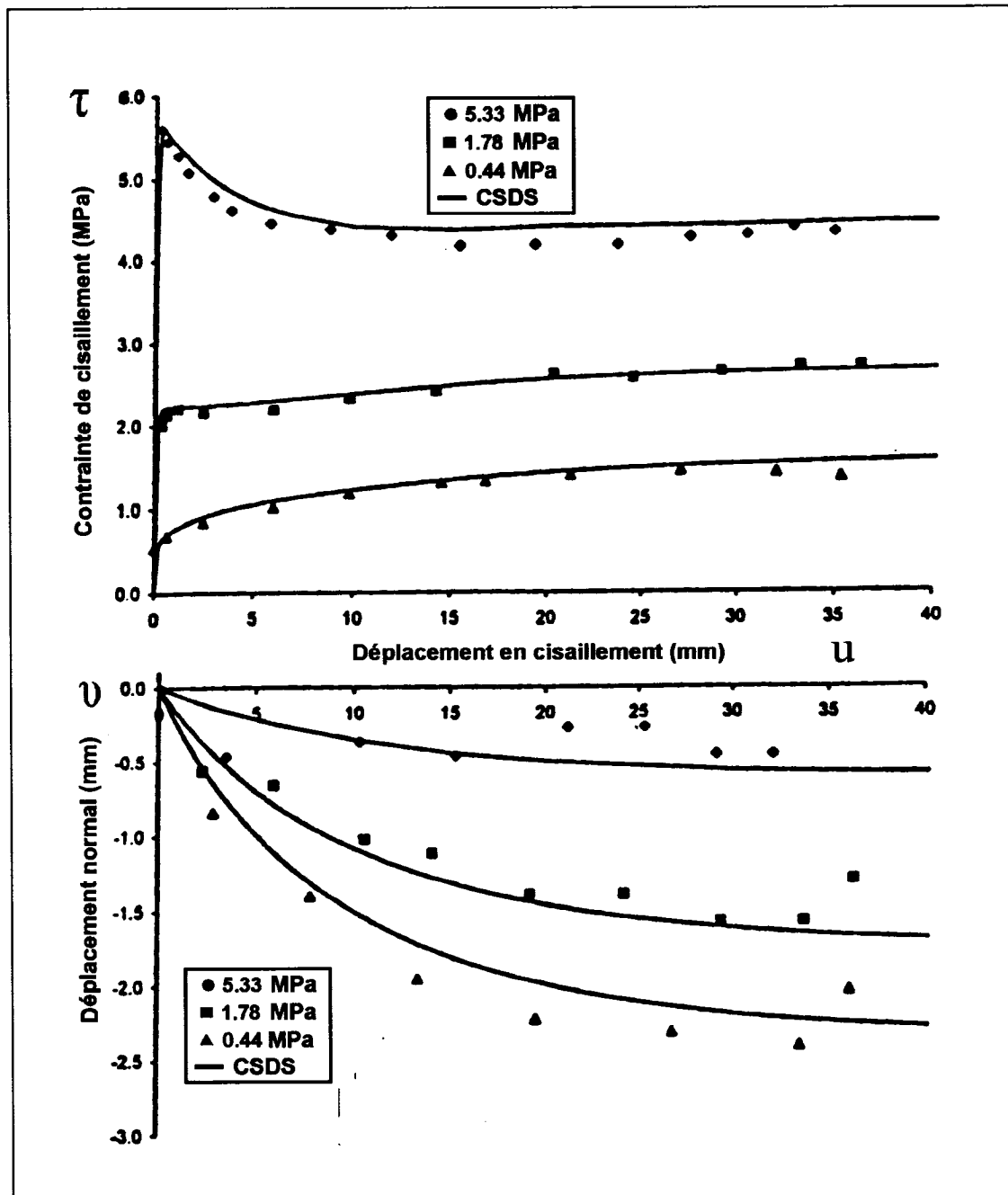


Figure 2.18 Le modèle CSDS appliqué à un essai de cisaillement direct sur une discontinuité sous une rigidité normale constante (données de Flamant et al. 1994) ; Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 2.3 (Simon 1999).

Tableau 2.2 Données du modèle pour la figure 2.17 (Simon 1999).

σ_{n0} (MPa)	τ_p (MPa)	τ_r (MPa)	u_p (mm)	u_r (mm)	D	E
7	10,2	5,9	0,55	4,0	18,0	4,2
14	18,8	11,6	0,55	4,0	31,9	4,3
21	26,7	17,2	0,55	4,0	43,3	4,5
σ_{n0} (MPa)	β_1 (MPa)	β_4 (MPa)	β_5 (mm)			
7	-0,63	-,62	0,375			
14	-0,45	-0,44	0,375			
21	-0,31	-,029	0,375			

Tableau 2.3 Données du modèle pour la figure 2.18 (Simon 1999).

σ_{n0} (MPa)	τ_p (MPa)	τ_r (MPa)	u_p (mm)	u_r (mm)	D	e
0,44	0,64	0,35	0,4	22	0,67	12,0
1,78	2,30	1,35	0,4	22	2,41	12,3
5,33	5,99	4,17	0,4	22	6,19	13,2
σ_{n0} (MPa)	β_1 (MPa)	β_4 (MPa)	β_5 (mm)			
0,44	-3,80	-3,79	0,07			
1,78	-2,58	-2,57	0,07			
5,33	-0,74	-0,73	0,07			

Les figures 2.19 à 2.21 montrent les effets de la variation de certains paramètres de la discontinuité sur la réponse du modèle CSDS. Les paramètres de la fracture qui influencent le plus la distribution des contraintes autour de l'excavation sont les déplacements au pic et résiduels (u_p, u_r) et l'angle de friction résiduelle (ϕ_r).

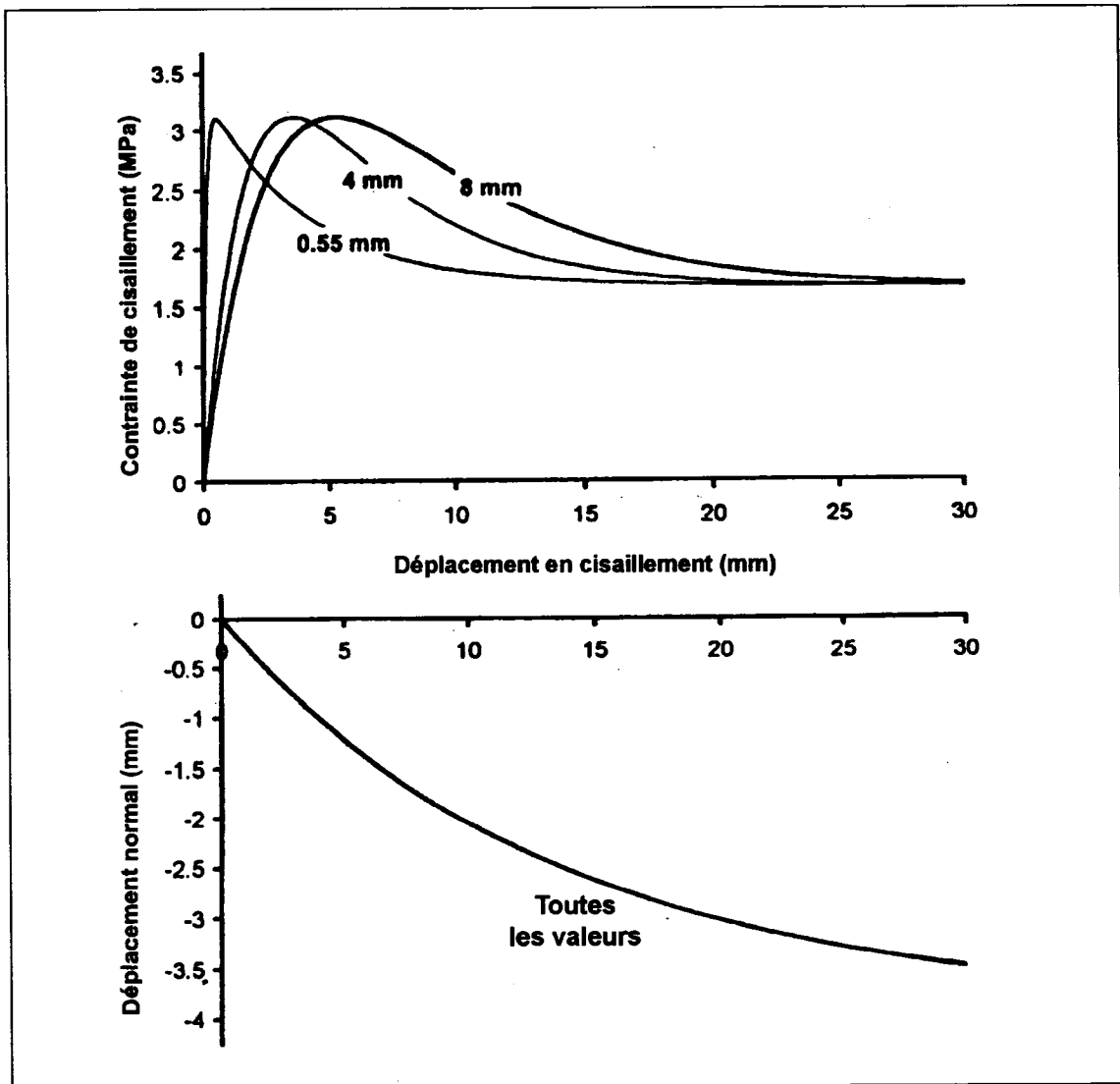


Figure 2.19 Effet du déplacement au pic (u_p) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).

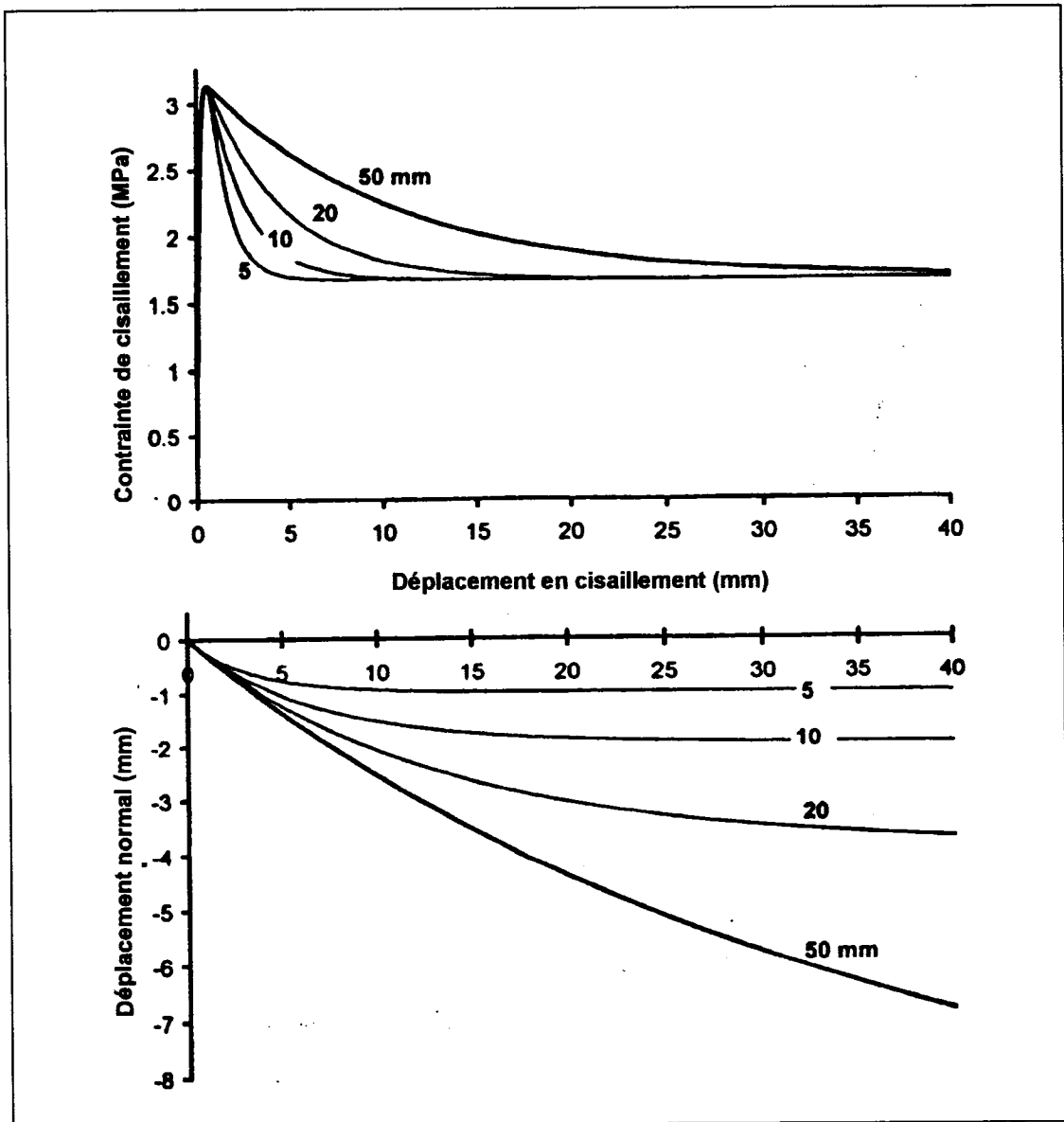


Figure 2.20 Effet du déplacement résiduel (u_r) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).

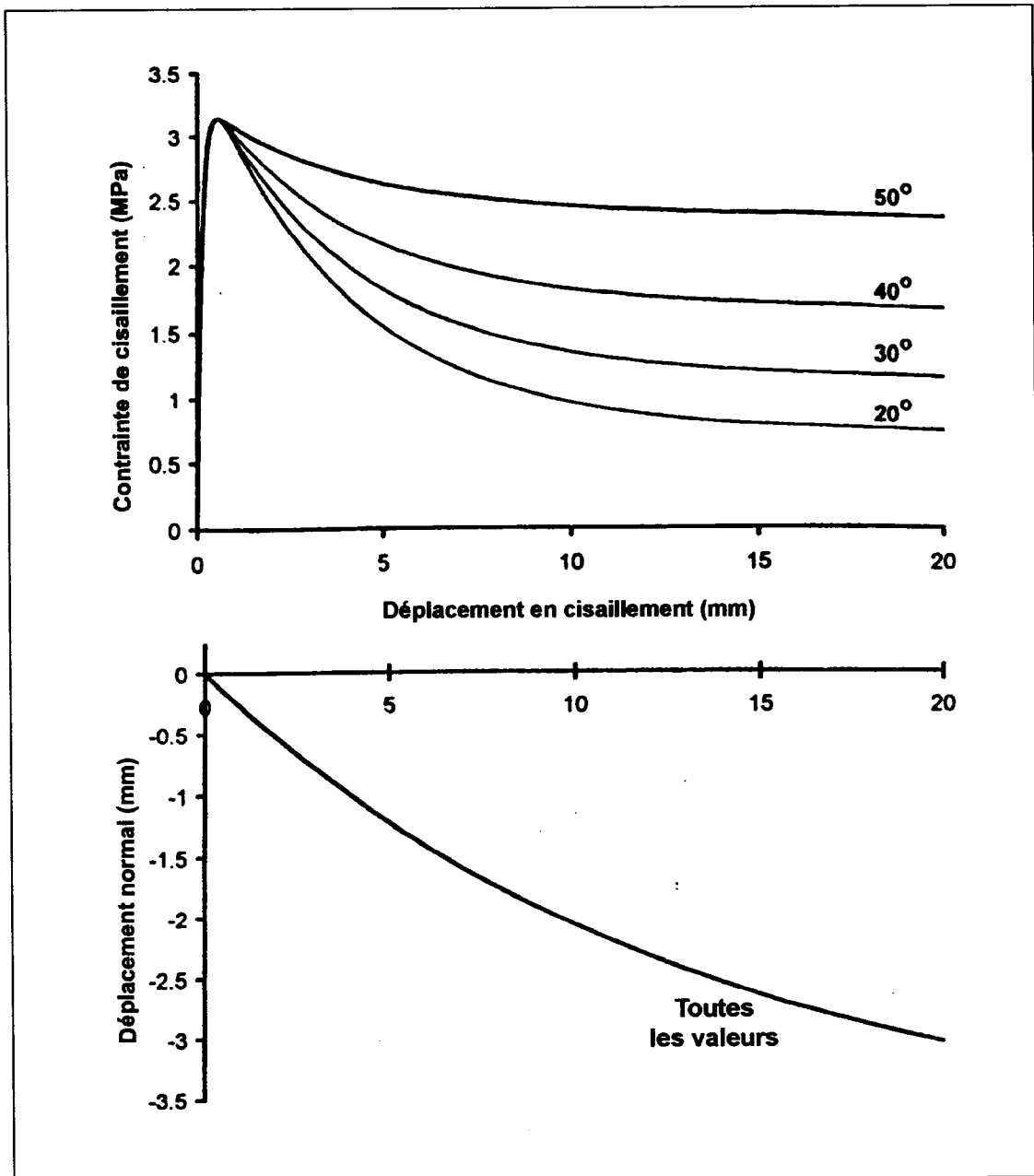


Figure 2.21 Effet de l'angle de friction résiduelle (ϕ_r) sur le comportement du modèle CSDS sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 2$ MPa) (Simon 1999).

2.5.5 Dernières remarques

Le modèle CSDS peut très bien représenter la chute de résistance associée au comportement de ramollissement des discontinuités sous un chargement normal constant. Le facteur de corrélation élevé obtenu pour plusieurs courbes $\tau-u$ ($R^2 = 0,90$) indique que ce modèle peut être représentatif du comportement de la contrainte en cisaillement versus le déplacement en cisaillement de la discontinuité (Simon 1999). Le modèle peut aussi prédire le comportement des discontinuités géologiques sous des conditions de rigidité normale constante. Donc le modèle CSDS peut décrire efficacement la surface contrainte-déplacement complète des discontinuités.

Le modèle CSDS dépend de quatre caractéristiques du matériau : Les résistances au pic et résiduelles (τ_p, τ_r) et les déplacements au pic et résiduels (u_p, u_r). Les équations du modèle sont reliées à deux processus différents qui ont lieu pendant le cisaillement : le cisaillement des aspérités et la résistance à la friction. Les formulations utilisées sont basées sur un traitement statistique de la mobilisation et du transfert entre les deux processus.

Dans le modèle CSDS, le comportement de dilatance d'une discontinuité ($v-u$) à partir d'équations est inspiré de celui proposé par Saeb et Amadei (1990, 1992). Ici encore, le modèle dépend de bases physiques pour expliquer les courbes de dilatance. Au début du processus de cisaillement, toutes les aspérités sont intactes. Ceci mène donc à un taux de dilatance maximum au début du processus (en négligeant la fermeture initiale). Alors, au fur et à mesure que des aspérités sont cisailées, le taux de dilatance diminue, et devient nul lorsque toutes les aspérités sont cisailées (à $u \geq u_r$). Le modèle CSDS peut représenter la progression de ce phénomène.

Cependant, le modèle CSDS a quelques limites, comme tous les autres d'ailleurs. Ces limites sont (Simon 1999) :

- Le modèle a été développé pour un chargement monotone, suivant les principes présentés par Fortin et al. (1990) et il ne considère pas les effets du temps comme le taux de déplacement.

- Les fractures de la roche sont des plans de faiblesse qui sont des structures en trois dimensions. Plusieurs études (e.g. Huang et Doong 1990 et Jing et al. 1994) ont montré que les discontinuités présentent habituellement un degré d'anisotropie, donc les propriétés peuvent varier avec la direction de cisaillement. Cet aspect n'est pas pris en considération, le modèle n'est pas adapté pour décrire ce phénomène.
- Les déplacements au pic et résiduels (u_p, u_r) sont traités comme des constantes du matériel. Comme il peut être observé dans des séries d'essais de cisaillement direct (e.g. Schneider 1976), ces paramètres ne sont pas toujours constants pour une discontinuité donnée. C'est cependant une hypothèse commune et acceptable en considérant les propriétés usuelles de la roche et des discontinuités.
- Le modèle est valide seulement pour $\sigma_n \leq \sigma_T$; quand la contrainte normale devient plus grande que la résistance transitionnelle de la roche, le modèle n'est plus valide puisqu'un autre type de comportement entre en jeu.

Finalement, un aspect qui n'a pas été abordé est l'effet d'échelle sur le comportement des discontinuités. Les paramètres utilisés dans le modèle reflètent le comportement de la discontinuité à l'échelle d'intérêt. Deng et al. (2004) ont réalisé une étude sur l'estimation des effets d'échelle sur le comportement des discontinuités à l'aide du modèle CSDS. Dans le cadre de cette étude, les effets d'échelle ne sont pas considérés.

CHAPITRE 3

L'ÉCOULEMENT D'UN FLUIDE EN MILIEU SATURÉ À TRAVERS LES DISCONTINUITÉS GÉOLOGIQUES

3.1 Introduction

Cette section présente les principes de l'écoulement d'un fluide en milieu saturé à travers les discontinuités géologiques ou fractures. La compréhension des mécanismes d'écoulement est essentielle pour la conception d'un modèle hydromécanique convenable. Cette section traitera uniquement de l'écoulement simple (eau seulement) dans les roches dures et les discontinuités. Les principes de base de l'écoulement seront d'abord présentés. Ensuite, l'écoulement saturé à travers un roc intact, une fracture et un réseau de fractures sera exposé. Finalement, les effets des pressions d'eau sur le comportement des roches ainsi que le comportement hydromécanique des discontinuités seront présentés.

3.2 Principes de bases de l'écoulement et écoulement saturé à travers un roc intact (milieu continu – Darcy)

Avant de procéder à l'analyse de l'écoulement dans les fractures, il est nécessaire de bien comprendre les principes de base qui y sont rattachés.

La viscosité est une propriété importante du fluide lorsqu'il y a un gradient de vitesse normal à la direction de l'écoulement. Lorsqu'il y a écoulement d'un fluide en contact avec une surface, un mince film de fluide est en état quasi stationnaire à proximité de la surface, tel que montré à la figure 3.1. La vitesse du fluide en un point, v (m/s), augmente en fonction de la distance y (m) de ce point par rapport à la surface.

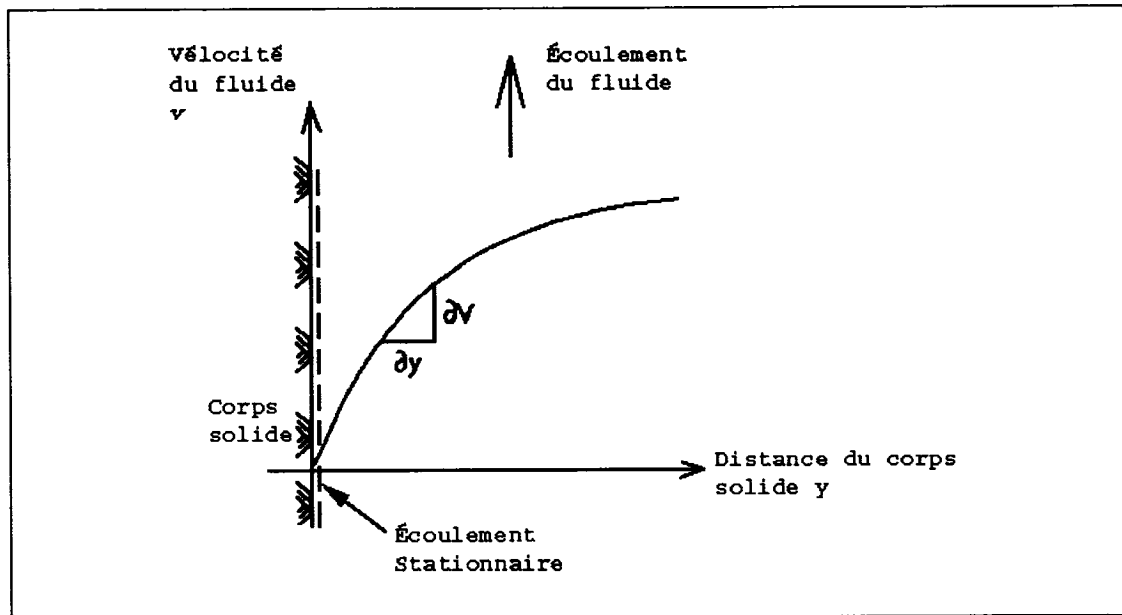


Figure 3.1 Écoulement d'un fluide près d'un corps solide (d'après Priest 1993).

Le gradient de vitesse $\delta v / \delta y$ produit une contrainte de cisaillement à l'intérieur du fluide. Des expériences montrent que pour certains fluides, comme l'eau, l'écoulement laminaire induit des contraintes de cisaillement, τ (Pa), qui sont directement proportionnelles au gradient de vitesse (Priest 1993). Ce rapport de proportionnalité est la viscosité dynamique μ du fluide, nous avons alors :

$$\tau = \mu \frac{\delta v}{\delta y} \quad (3.1)$$

Plusieurs fluides s'écoulent sous l'effet de leur propre poids. De ce fait résulte la définition de la viscosité cinématique ν (m^2/s) ($1,01\text{E}-06 \text{ m}^2/\text{s}$ pour l'eau pure à 20°C) qui est le rapport entre la viscosité dynamique et la densité, on a alors :

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\mu g}{\gamma} \quad (3.2)$$

où μ est la viscosité dynamique ($\text{kg}/\text{m}\cdot\text{s}$), ρ la masse volumique (kg/m^3), g le champ gravitationnel (m/s^2) et γ le poids volumique (kN/m^3).

Si on ignore les effets thermiques, chimiques et biologiques, il y a trois éléments responsables de l'écoulement de l'eau :

1. La pression ;
2. L'élévation ;
3. La vitesse.

Il est possible de lier ces trois facteurs ensemble en notant que chacun résulte de l'effet de la gravité. Considérons un petit élément d'eau qui a :

- i. une pression P_w au-dessus de la pression atmosphérique ;
- ii. une élévation verticale z relative à un référentiel donné ;
- iii. une vitesse v par rapport à un point fixe.

Ces trois propriétés donnent à l'élément d'eau un potentiel pour l'écoulement appelé potentiel hydraulique, exprimé en unité de longueur. Le potentiel hydraulique ou la charge totale est composé des éléments suivants :

1. **La charge de pression, h (m)** : C'est la hauteur verticale d'une colonne de fluide stationnaire de poids volumique γ qui produira une pression P_w à sa base.

$$h = \frac{P_w}{\gamma} \quad (3.3)$$

2. **La hauteur de charge, z (m)** : C'est l'élévation (ev) verticale d'un élément de fluide au-dessus ($z=+ev$) ou au-dessous ($z=-ev$) d'un référentiel vertical arbitraire.
3. **La charge cinétique, w (m)** : C'est la distance verticale que devrait parcourir en chute libre, sous l'effet de l'accélération gravitationnelle g , un élément de fluide pour atteindre une vitesse v . À partir des lois de la cinétique, on peut écrire :

$$w = \frac{v^2}{2g} \quad (3.4)$$

La charge totale, ou le potentiel hydraulique, H (m) de l'élément de fluide est donnée par : $H = h + z + w$. Dans les massifs rocheux et les sols, les fluides circulent usuellement à des vitesses de moins de 1m/s, alors la charge cinétique w est de moins de 0.05m. En pratique, comme w est négligeable par rapport aux valeurs de h et z , on la néglige.

Une masse d'eau est constituée de plusieurs éléments connectés et est sujette à un ensemble particulier de conditions aux frontières. Si ces conditions sont telles que la charge totale en deux points différents de la masse de fluide diffère, alors un gradient hydraulique existe et un écoulement se produit vers l'élément de plus faible charge. Cette différence de charge totale est exprimée en terme de gradient hydraulique i , défini comme la différence de charge par unité de distance. Si la charge totale augmente d'une quantité ΔH sur une distance l , mesurée suivant la direction de l'écoulement, le gradient hydraulique est

$$i = \frac{\Delta H}{l} \quad (3.5)$$

le signe négatif de l'équation précédente vient du fait que l'écoulement doit se produire dans la direction de la charge totale décroissante.

La figure 3.2 montre un cylindre dont les parois sont imperméables et qui contient un matériau poreux dans lequel un fluide peut s'écouler. Le matériau poreux a une longueur l et la section, une aire A . La charge totale dans le cylindre est de H_1 au-dessus et de H_2 au bas du cylindre. Si $H_1 > H_2$ alors le gradient hydraulique est :

$$i = \frac{(H_1 - H_2)}{l} = \frac{dH}{dl} \quad (3.6)$$

et l'écoulement se fera de H_1 vers H_2 . Les expériences montrent que pour des conditions d'écoulement laminaire, le volume d'écoulement Q par unité de temps est directement proportionnel au produit de la section A par le gradient hydraulique i . Si on introduit une constante de proportionnalité K_m nous obtenons la relation suivante, qui est habituellement référée comme étant la loi de Darcy (Darcy 1856) :

$$Q = -K_m i A \quad (3.7)$$

Le paramètre K_m est appelé conductivité hydraulique du milieu poreux (m/s) et Q est le débit (m³/s).

La conductivité hydraulique du milieu poreux, K_m , dépend à la fois de la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, k_m , et des propriétés de l'eau qui s'y écoule. C'est un coefficient de proportionnalité qui représente la facilité avec laquelle un milieu poreux permet l'écoulement d'un fluide. Elle est donnée par la relation suivante :

$$K_m = \frac{k_m \rho g}{\mu} \quad (3.8)$$

où k_m est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux (m^2), ρ est la masse volumique du fluide (kg/m^3), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et μ est la viscosité dynamique du fluide ($kg/m*s$)

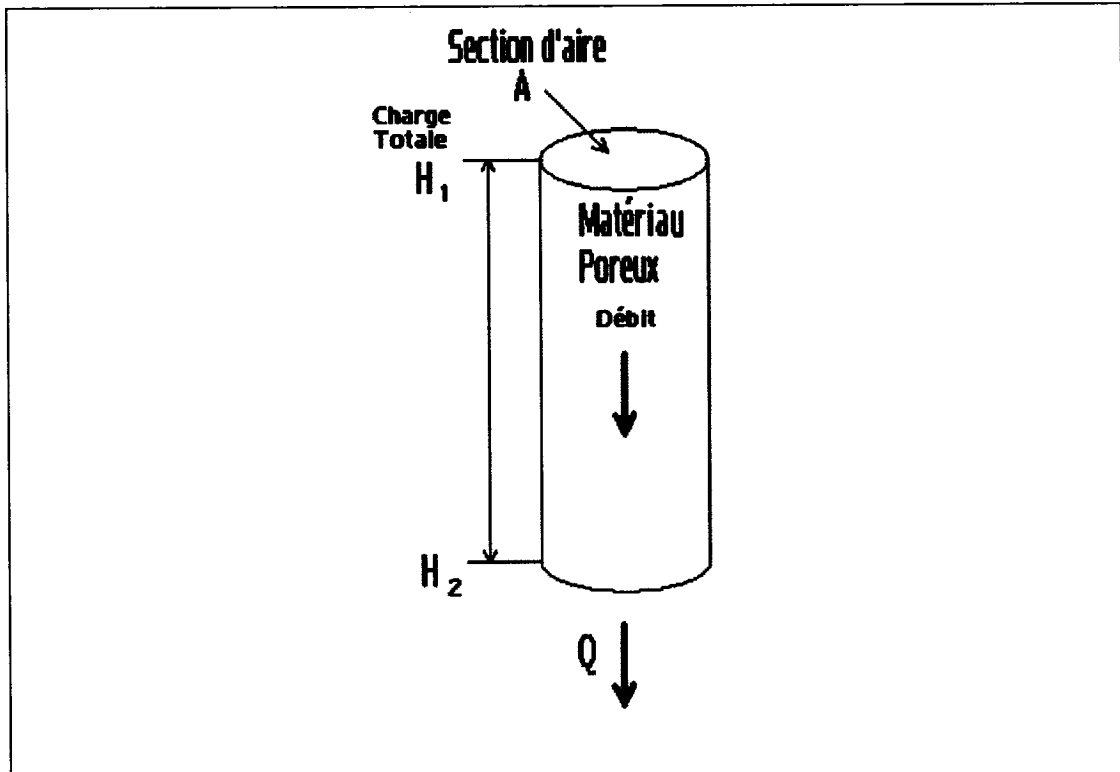


Figure 3.2 Écoulement d'un fluide à travers un matériau poreux (d'après Priest 1993).

La perméabilité intrinsèque d'un sol ou d'un roc est simplement sa capacité (ou son aptitude) à conduire des fluides, comme l'eau, des gaz ou un écoulement multi-phases (eau + gaz, eau + gaz + huile), à travers ses pores, indépendamment du fluide. L'écoulement total dans une masse rocheuse est la combinaison des effets de l'écoulement à travers la matrice poreuse de la roche et l'écoulement dans les discontinuités géologiques, comme on peut le voir à la figure 3.3. Donc, la perméabilité intrinsèque totale, k_t , est exprimée comme suit :

$$k_t = k_f + k_m \quad (3.9)$$

où k_f : perméabilité intrinsèque des fractures et k_m : perméabilité intrinsèque du milieu poreux.

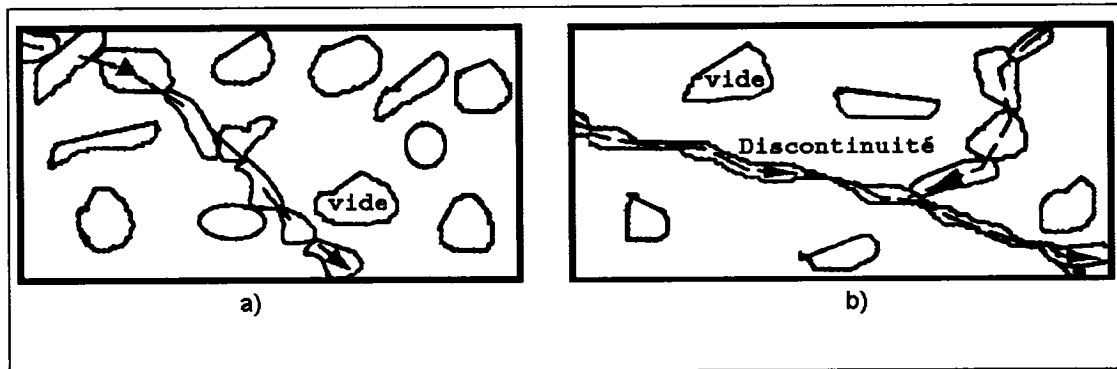


Figure 3.3 Écoulement d'un fluide à travers a) un roc intact et b) un roc fracturé (Indraratna et Ranjith 2001).

Dans les roches dures (porosité très faible), l'écoulement est représenté essentiellement par le passage à travers les fractures. La conductivité hydraulique de la majorité des roches est plus petite que 10^{-9} m/s (Priest 1993). D'un point de vue pratique, ceci signifie que les massifs rocheux non fracturés sont imperméables à l'eau. Comme les massifs rocheux sont généralement fracturés, particulièrement près de la surface, les discontinuités sont des chemins privilégiés pour la circulation des fluides. Ce sont donc ces dernières, et les réseaux qu'elles forment, qui contrôlent presque entièrement la conductivité hydraulique des massifs rocheux.

3.3 Écoulement saturé à travers une fracture

Il est difficile de donner une description complète de l'écoulement même pour une fracture seule, puisque plusieurs variables sont impliquées dans les trois dimensions. Louis (1969) a prouvé analytiquement la relation de base décrivant l'écoulement dans une fracture, soit la loi cubique. Il s'agit de la solution analytique des équations de Navier-Stokes pour l'écoulement laminaire permanent d'un fluide incompressible entre deux plaques lisses et parallèles (Lapcevic et al. 1999). La figure 3.4 montre la section de ce modèle idéalisé, avec un espacement e_h (m) entre les deux plaques, qui représente l'ouverture hydraulique de la fracture. Considérons maintenant le débit Q (m^3/s) avec une largeur b (m) de la fracture mesurée

normalement au plan du diagramme. Cet écoulement s'effectue à une vitesse moyenne, V (m/s), sur une distance l (m) entre les points 1 et 2 sur la figure 3.4, tant qu'il y a une différence de charge totale entre ces deux points, alors

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{e_h b} \quad (3.10)$$

où A est l'aire (m^2) d'une section de la fracture perpendiculaire à l'écoulement.

Si on considère la pression du fluide et l'élévation à ces deux points étant respectivement u_1 , u_2 et z_1 , z_2 , avec de l'eau comme fluide et en ignorant la charge de vitesse, on a une charge totale à ces deux points de

$$H_1 = \frac{u_1}{\gamma_w} + z_1 \text{ et } H_2 = \frac{u_2}{\gamma_w} + z_2 \quad (3.11)$$

La différence de charge entre ces deux points est donnée par $(H_1 - H_2)$, donc

$$\Delta H = H_1 - H_2 = \left(\frac{u_1 - u_2}{\gamma_w} \right) + (z_1 - z_2). \quad (3.12)$$

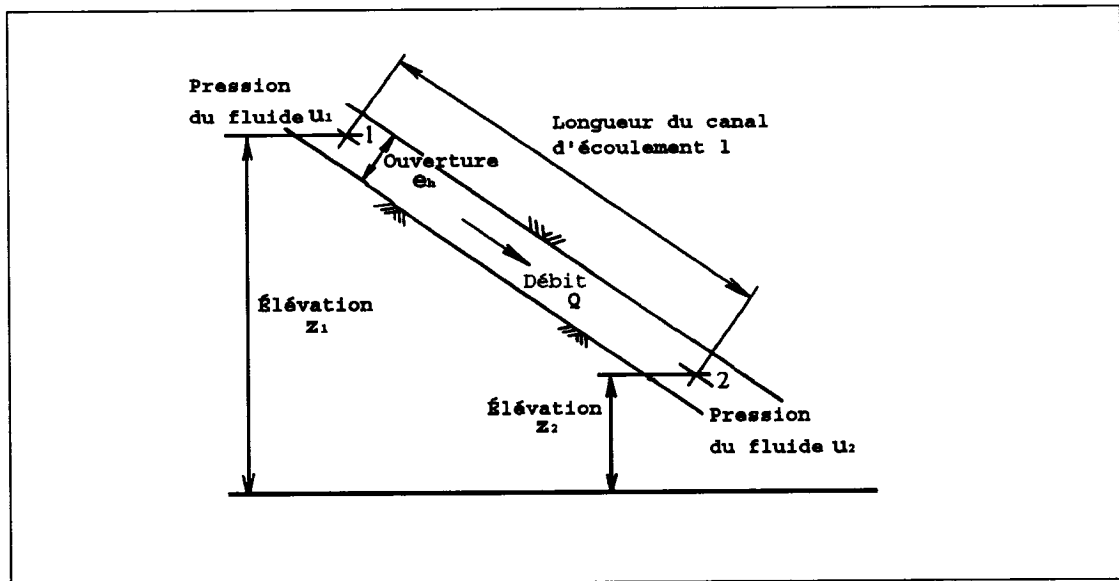


Figure 3.4 Section du modèle idéalisé des plaques parallèles (d'après Priest 1993).

Plusieurs chercheurs (Lomize 1951, Polubarinova-Kochina 1962, Snow 1965, Romm 1966, Louis 1969, Bear 1972) ont montré comment la loi cubique pour l'écoulement d'un fluide dans une fracture peut être dérivée du concept ainsi idéalisé de l'écoulement dans une fracture avec deux plaques lisses et parallèles. Dans sa forme la plus simple, la loi cubique peut être écrite :

$$Q = C\Delta H \quad (3.13)$$

où la constante C est appelée conductance (m^2/s), Q est le débit (m^3/s) et ΔH est la différence de charge (m) entre deux points. La valeur de la conductance dépend à la fois de la géométrie du canal et des propriétés du fluide.

Dans des conditions d'écoulement laminaire, la conductance est donnée par l'expression suivante :

$$C = \frac{ge_h^3b}{12\nu l} \quad (3.14)$$

où g, le champ gravitationnel (m/s^2), e_h , l'ouverture de la fracture (m), b, largeur de la fracture mesurée normalement au plan (m), l, la longueur de la fracture (m), ν , la viscosité cinématique du fluide (m^2/s). L'appellation « loi cubique » provient du fait que le débit est proportionnel au cube de l'ouverture hydraulique entre les deux plaques parallèles.

La conductivité hydraulique d'une fracture peut être extraite de la loi cubique. Elle a la forme suivante :

$$K_f = \frac{ge_h^2}{12\nu} \quad (3.15)$$

où K_f est la conductivité hydraulique de la fracture (m/s). La perméabilité intrinsèque de la fracture, k_f (m^2), indépendante de la nature du fluide, devient donc :

$$k_f = \frac{\mu}{12\rho g} K_f = \frac{e_h^2}{12} \quad (3.16)$$

où μ , la viscosité dynamique du fluide ($kg/m*s$) et ρ , la densité du fluide (kg/m^3).

Lorsque la vitesse d'écoulement et l'espacement entre les plaques lisses sont faibles, l'écoulement devient laminaire. Les conditions pour un écoulement laminaire peuvent être exprimées à l'aide du nombre de Reynolds « R_e ». Dans ce cas, R_e est donnée par le rapport, sans dimension,

$$R_e = \frac{2Ve_h}{\nu} = \frac{2\rho Ve_h}{\mu} \quad (3.17)$$

où V est la vitesse d'écoulement moyenne apparente (m/s), ν est la viscosité cinématique et e_h est l'ouverture de la fracture (m). L'écoulement est laminaire si $R_e < 2300$, transitoire s'il est compris entre 2300 et 4000 et turbulent si $R_e > 4000$. Cependant, le nombre de Reynolds requis pour obtenir un écoulement laminaire entre deux plaques lisses avec un espacement de 1 mm, doit être inférieur à 500 à 600 (Louis 1969). Ces valeurs correspondent à une vitesse d'écoulement moyenne de 0,5 à 0,6 m/s pour l'eau. Cela signifie que pour la majorité des cas, l'écoulement sera laminaire, sauf dans les cas où les fractures sont très irrégulières ou lorsque les gradients de pression sont élevés, alors l'écoulement sera turbulent.

Plusieurs études ont été réalisées pour vérifier la validité de la loi cubique pour des fractures idéalisées et pour des fractures avec une géométrie de plus en plus réaliste. Parmi les travaux expérimentaux effectués, Romm (1966) a vérifié la validité expérimentale de la loi cubique pour un écoulement laminaire entre des plaques de verre parallèles lisses espacées d'aussi peu que 0,2 microns. Pour simuler une certaine rugosité des épontes, Lomize (1951) et Huitt (1956) ont collé des grains de sable sur les plaques de verre alors que Parrish (1963) a collé des billes de verre. Baker (1955) et Louis (1969) ont utilisé des surfaces de béton, dont la rugosité était déterminée par la granulométrie du mélange de sable et de ciment.

À partir de ces expériences, Louis (1969) a proposé le modèle ci-dessous pour des fractures naturelles.

Le gradient hydraulique \vec{J} , qui est déduit de la charge hydraulique H , est obtenu par :

$$\vec{J} = -\vec{\nabla}H \quad (3.18)$$

Les pertes d'énergie, lors d'un écoulement, sont évaluées par l'intermédiaire du coefficient de perte de charge λ . λ est défini indirectement dans l'expression d'un gradient hydraulique \vec{J}_i qui est la projection orthogonale du gradient hydraulique \vec{J} dans le plan de chaque élément. La direction de l'écoulement est alors fixée si la

conductivité hydraulique de la fracture est isotrope. Lorsqu'on considère une fissure élémentaire indépendante, \vec{J} et \vec{J}_i sont confondus.

$$\vec{J}_i = \lambda \frac{V^2}{2gD_h} \quad (3.19)$$

où V^2 est la vitesse moyenne (m/s) d'écoulement dans la fissure, D_h est le diamètre hydraulique de la fissure (m) défini par :

$$D_h = \frac{4S}{P_e} \quad (3.20)$$

où S est la section de l'écoulement (m²) et P_e est le périmètre extérieur (m). D_h est égal à deux fois l'ouverture e_h pour les fractures.

Louis (1969) exprime le débit, Q , dans une fracture sous la forme suivante :

$$Q = S_i V \quad (3.21)$$

où S_i est la section de la fissure perpendiculairement à l'écoulement.

Cinq domaines correspondant à cinq types d'écoulement différent ont été caractérisés par Louis (1969). Pour caractériser ces domaines et définir leurs frontières, Louis a utilisé deux paramètres adimensionnels. Le premier paramètre est le nombre de Reynolds, R_e , défini à l'équation 3.17 et le deuxième est la rugosité relative, R_r , défini par :

$$R_e = \frac{\varepsilon}{D_h} \quad (3.22)$$

où ε est la hauteur moyenne des aspérités dans la fracture.

La figure 3.5 illustre les cinq domaines définis empiriquement à partir de ces deux paramètres. On y retrouve la séparation entre les régimes laminaires et turbulents par le nombre de Reynolds $R_e=2300$, et la séparation introduite par Louis (1969) via le paramètre de rugosité relative $R_r=0,033$ entre les écoulements parallèles et non parallèles. Ce seuil de 0,033 signifie que la hauteur des aspérités ne doit pas excéder 7% de l'ouverture hydraulique de la fracture. L'écoulement ne peut être considéré comme parallèle et ne peut pas être représenté par les lois existantes pour les valeurs ε/D_h supérieures à 0,033.

La figure 3.6 montre un tableau des lois d'écoulement que Louis (1969) fait correspondre à chacun de ces cinq domaines sous la forme du coefficient de perte de charge λ dans la première colonne et, dans la seconde colonne, les débits unitaires correspondant.

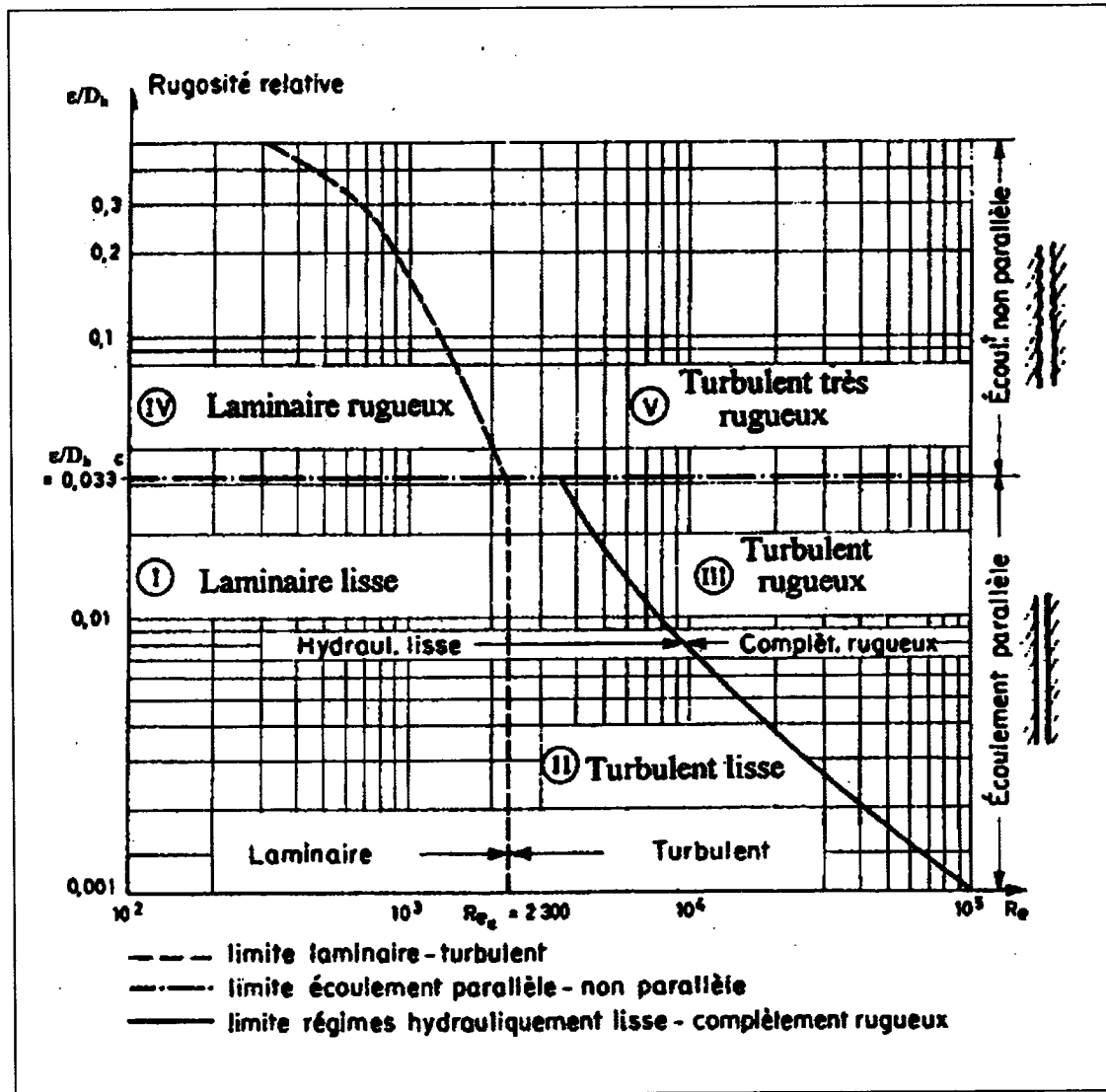


Figure 3.5 Domaines de validité des lois d'écoulement dans les fractures (d'après Louis 1969).

	Régime	Domaine	Loi d'écoulement	Débit (pour une largeur unitaire)
Écoulement parallèle $\varepsilon/D_h < 0,033$	Laminaire	①	$\lambda = \frac{96}{R_e}$ Poiseuille	$Q = \frac{g}{12\nu} e^3 J_i$
	Turbulent	②	$\lambda = 0.316 R_e^{-1/4}$ Blasius	$Q = \left[\frac{g}{0.079} \left(\frac{2}{\nu} \right)^{1/4} e^3 J_i \right]^{4/5}$
		③	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{\varepsilon/D_h}{3.7}$ Nikuradse	$Q = 4\sqrt{g} \left(\log \frac{3.7}{\varepsilon/D_h} \right)^{1.5} e^{1.5} \sqrt{J_i}$
Écoulement non parallèle $\varepsilon/D_h > 0,033$	Laminaire	④	$\lambda = \frac{96}{R_e} \left[1 + 8.8 \left(\frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{1.5} \right]$ Louis	$Q = \frac{g e^3}{12\nu \left[1 + 8.8 \left(\frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{1.5} \right]} J_i$
	Turbulent	⑤	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{\varepsilon/D_h}{1.9}$ Louis	$Q = 4\sqrt{g} \left(\log \frac{1.9}{\varepsilon/D_h} \right)^{1.5} e^{1.5} \sqrt{J_i}$

Figure 3.6 Lois d'écoulement dans les fissures et débits correspondants (d'après Louis 1969).

3.4 Ouverture de la fracture et son estimation

L'ouverture mécanique e_m d'une discontinuité est définie ici comme la distance moyenne entre les interfaces opposées, mesurée suivant la normale des deux surfaces de la discontinuité. Il a été vu dans la section précédente que le débit dans une fracture est proportionnel au cube de son ouverture hydraulique effective e_h . L'importance de cette relation entre l'ouverture et le débit justifie que nous y accordions une attention particulière et principalement la relation qu'il existe entre e_m et e_h .

L'ouverture mécanique résulte de trois principaux modes de formation d'une fracture qui sont illustrés à la figure 3.7. Une fracture se formant par le mode I est le résultat d'une sollicitation de la roche en tension, le mouvement relatif des parois est perpendiculaire au plan de la fracture. Les fractures se formant par les modes II et III sont la conséquence d'une sollicitation de la roche en compression ou en cisaillement, le mouvement relatif des parois est parallèle au plan de la fracture, soit dans le plan (mode II) et parallèle au plan (mode III) (Twiss et Morris 1992).

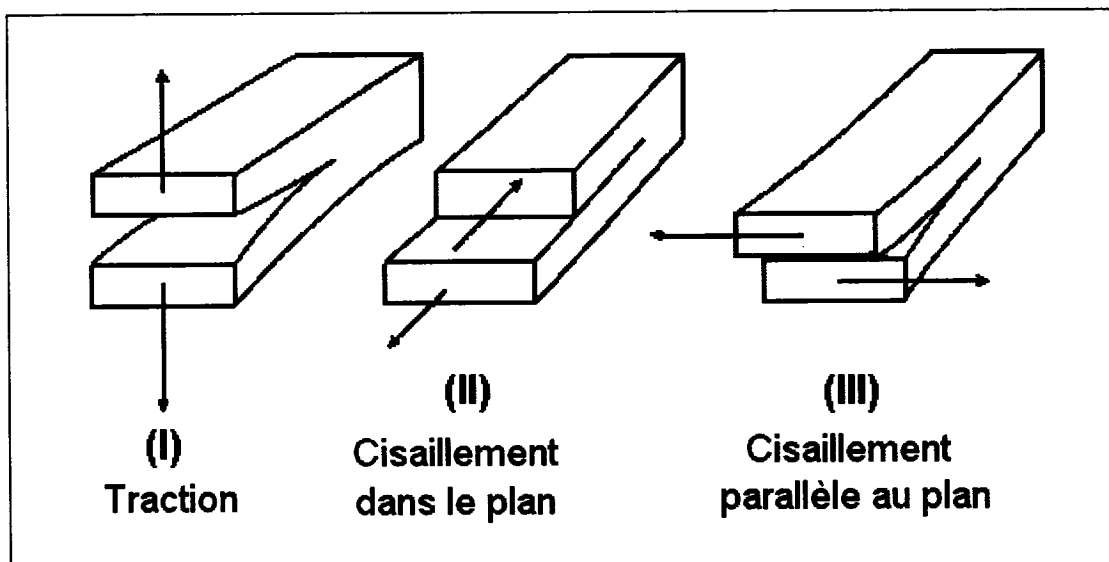


Figure 3.7 Les trois principaux modes de formation d'une fracture (adaptée de Twiss et Morres 1992).

Lors de la formation d'une de ces fractures, les irrégularités à petite échelle peuvent générer des angles de 30° ou plus relativement à la surface de la discontinuité. Les déplacements en cisaillement avec faible contrainte normale peuvent alors entraîner la dilatance de la fracture plutôt qu'une rupture des irrégularités. Il en résulte des déplacements verticaux (ouverture) pouvant aller jusqu'à 0,5 mm pour chaque 1 mm de déplacement en cisaillement. Toutefois, la dilatance peut entraîner une augmentation de la contrainte normale, ce qui peut avoir pour effet de briser les irrégularités et par conséquent, l'ouverture de la discontinuité sera moindre. Ce processus amène deux conséquences géométriques. La première est qu'il y doit toujours y avoir des points de contact le long de la discontinuité où l'ouverture effective est de 0. L'autre, qui découle de la première, est qu'il n'y a rarement qu'une seule valeur d'ouverture pour une discontinuité, mais plutôt un ensemble de valeurs comprises entre 0 et un maximum. À la figure 3.8 on peut voir les différences dans l'ouverture d'une fracture. L'ouverture $e(x_1, y_1)$, $e(x_2, y_2)$ et $e(x_3, y_3)$ sont toutes différentes et l'ouverture $e(x_4, y_4)$ est nulle.

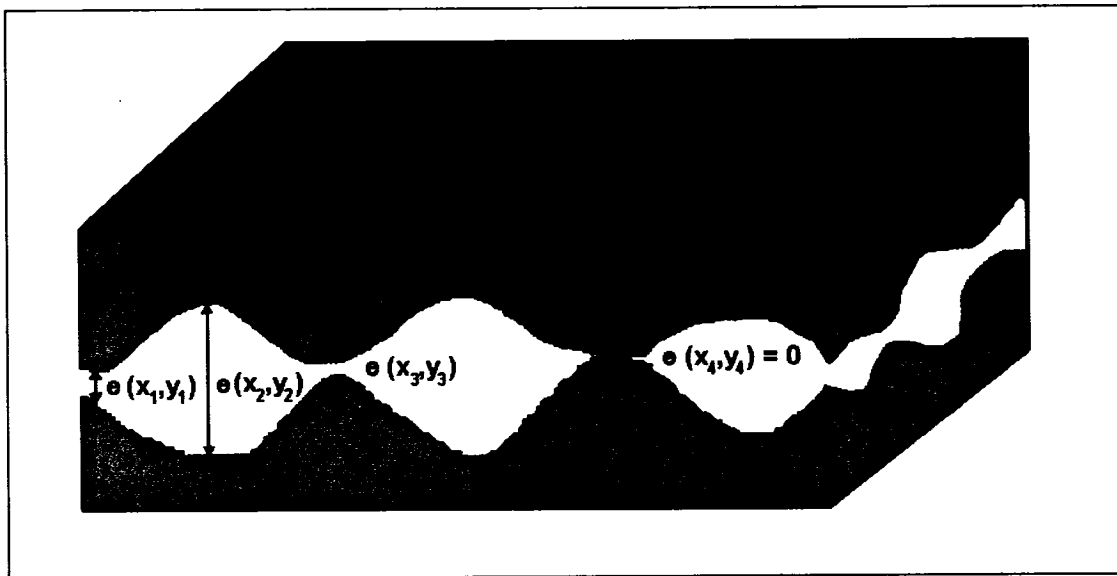


Figure 3.8 Schéma d'un plan de fracture d'ouverture variable (adaptée de Indraratna et Ranjith 2001).

Il faut aussi considérer que les ouvertures peuvent varier dans le temps. Les mécanismes principaux de fermeture ou d'ouverture des discontinuités sont : les déformations élastiques, l'écoulement plastique du matériau adjacent dans les vides créés et la déposition physique et chimique de matériau présent en suspension ou en solution (Priest 1993). Les déformations élastiques et l'écoulement plastique sont habituellement observés dans les massifs rocheux là où les contraintes locales sont élevées comparativement à la résistance du matériau, comme dans le cas des évaporites. Les mécanismes de déposition physique ou chimique peuvent se produire naturellement, laissant des fractures remplies et des veines minéralisées, ou artificiellement, par injection.

Aussi, une fois que l'ouverture a été créée, elle peut être agrandie naturellement par l'érosion physique ou chimique induite par l'écoulement de l'eau dans la fracture. Dans certaines circonstances, le développement de contraintes de tension locales dans le massif rocheux peut entraîner une ouverture dramatique de la discontinuité, jusqu'à des valeurs de plus de 1 m dans certains cas (Priest 1993). Quoique l'ouverture d'une fracture de cette façon soit habituellement limitée à la zone sous tension du massif rocheux adjacente à une surface libre, cela peut arriver aussi à

grande profondeur à cause des contraintes induites lors du processus de fracturation hydraulique.

3.4.1 Mesure directe de l'ouverture d'une discontinuité

La technique la plus simple pour mesurer l'ouverture mécanique d'une fracture consiste à utiliser une série de lames de métal d'épaisseur connue comme calibre. Certaines techniques photographiques avec l'utilisation de teintures ont permis, dans certains cas, de mesurer des valeurs moyennes de l'ouverture des fractures. Ceci nécessite toutefois l'accès aux discontinuités sur des faces libres. Il est aussi possible d'utiliser des garnitures étanches à impression. Ces derniers sont insérées dans un trou de forage et prennent l'empreinte à l'intersection de la discontinuité avec les parois d'un forage.

L'ouverture hydraulique, e_h , a une valeur généralement plus faible que l'ouverture mécanique, e_m , déterminée de façon directe (Barton et al. 1985). Le rapport de l'ouverture mécanique sur l'ouverture hydraulique (e_m/e_h) est près de l'unité pour des surfaces lisses avec des ouvertures relativement grandes et peut atteindre des valeurs supérieures à sept si la rugosité et la grandeur de l'ouverture est augmentée. Barton et al. (1985) proposent les équations suivantes pour $e_m \geq e_h$, avec e_m et e_h en micron :

$$\left(\frac{e_m}{e_h}\right)^2 = \frac{(JRC)^{2.5}}{e_h} \quad \text{avec} \quad \left(\frac{e_m}{e_h}\right) \geq 1 \quad (3.23)$$

où JRC est le coefficient de rugosité des joints.

3.4.2 Mesure indirecte de l'ouverture d'une discontinuité

La perméabilité de la plupart des roches ignées et métamorphiques, et plusieurs roches sédimentaires, est très faible, presque négligeable, comparativement à l'écoulement dans les fractures. L'écoulement de l'eau dans ces roches de faible perméabilité se fait donc essentiellement à travers le réseau de fractures du massif rocheux. Comme le débit dans une fracture est dépendant de son ouverture, la mesure de la perméabilité d'un massif rocheux fournira, indirectement, la mesure de l'ouverture hydraulique effective de la discontinuité conductrice. En combinant les

équations 3.13 et 3.14, on obtient l'expression suivante pour le débit Q (m^3/s) dans une fracture d'ouverture hydraulique e_h (m) (Priest 1993) :

$$Q = \frac{g e_h^3 b \Delta H}{12 \nu l} \quad (3.24)$$

avec b la largeur (m), l la longueur (m), ν la viscosité cinématique du fluide (m^2/s), g l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et ΔH la perte de charge (m).

La figure 3.9 montre un élément idéalisé de massif rocheux de dimension $b \times L$ à travers lequel un écoulement d'eau se produit suivant plusieurs plans de discontinuité. Si on réalise un essai de perméabilité est réalisé sur cet élément, avec une conductivité hydraulique K_m , il est possible d'estimer l'ouverture hydraulique effective de chacune des discontinuités comprise à l'intérieur de cet élément idéalisé.

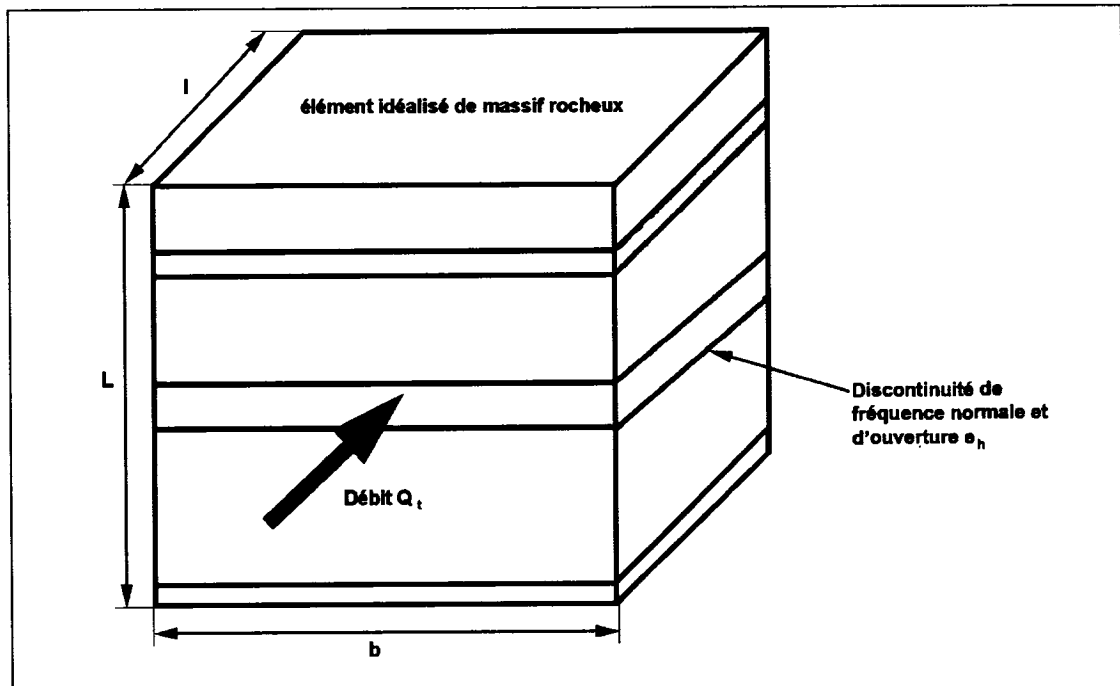


Figure 3.9 Écoulement à travers un élément de massif rocheux fracturé (d'après Priest 1993).

Les hypothèses suivantes sont utilisées afin d'obtenir une estimation de la mesure indirect de l'ouverture de chacune des fractures présentes :

1. Les discontinuités sont planaires et chacune a une ouverture hydraulique effective e_h constante ;

2. Les discontinuités sont orientées parallèlement à la direction de l'écoulement et normalement à la hauteur L ;
3. La roche est inerte, incompressible et imperméable aux fluides dans les fractures ;
4. L'écoulement est laminaire et obéit à la loi de Darcy.

Si la fréquence normale des discontinuités est ζ , il y aura en moyenne ζL discontinuités dans l'élément de massif rocheux, ce qui donne un débit total

$$Q_t = \frac{ge_h^3 b \Delta H \zeta L}{12\nu l} \quad (3.25)$$

Si un essai de perméabilité était réalisé sur cet élément, avec un coefficient de perméabilité apparent K_m , alors le débit sous un gradient hydraulique :

$$i = \frac{\Delta H}{l} \quad (3.26)$$

serait le même que celui donné par l'équation 3.25. D'après la loi de Darcy, on obtient

$$Q_t = \frac{K_m b L \Delta H}{l} \quad (3.27)$$

En combinant les équations 3.25 et 3.27 nous obtenons une équation qui permet d'estimer l'ouverture hydraulique effective (Priest 1993) :

$$e_h = \left[\frac{12\nu K_m}{\zeta g} \right]^{1/3} \quad (3.28)$$

Les essais de perméabilité sont habituellement effectués dans des trous de forage, sur une section isolée par une ou deux garnitures d'étanchéité (obturateur ou « packer »). Afin d'appliquer le modèle précédent, les hypothèses suivantes sont requises :

1. La section testée est verticale et est recoupée par des discontinuités planaires horizontales ;
2. L'écoulement dans chaque discontinuité est radial et laminaire
3. L'écoulement dans une fracture donnée est indépendant de l'écoulement dans les autres fractures.

La figure 3.10 montre une représentation d'un essai de perméabilité en forage avec deux obturateurs, réalisé avec une charge totale H_0 sur une longueur L avec un

rayon de forage r_0 . La charge totale H diminue avec la distance radiale r à partir de l'axe du forage jusqu'à une valeur H_1 à une distance r_1 . Le débit Q_t peut être considéré comme se produisant dans un milieu continu équivalent suivant une surface cylindrique de rayon r et d'aire $2\pi rL$. Donc, en appliquant la loi de Darcy :

$$Q_t = \frac{-K_m 2\pi r L dH}{dr} \quad (3.29)$$

où K_m est la perméabilité équivalente du massif, et dH/dr est le gradient hydraulique total. Le signe négatif assure un écoulement positif dans la direction du gradient négatif.

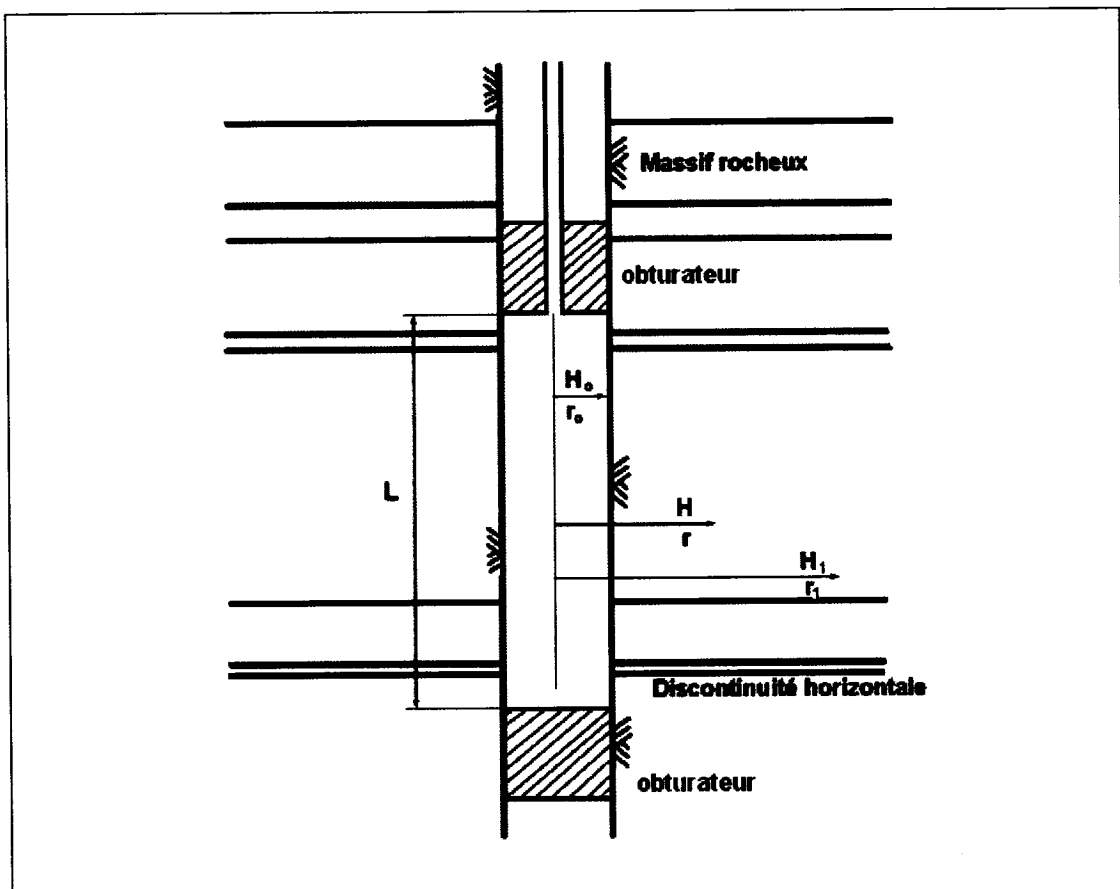


Figure 3.10 Représentation d'un essai de perméabilité en forage avec deux garnitures d'étanchéité (d'après Priest 1993).

En réarrangeant l'équation suivante et en l'intégrant, on obtient (Priest 1993) :

$$\frac{dH}{dr} = \frac{-Q_t}{K_m 2\pi r L} \quad (3.30)$$

$$\int_{H_0}^{H_1} dH = \frac{-Q_t}{K_m 2\pi L} \int_{r_0}^{r_1} \frac{1}{r} dr \quad (3.31)$$

$$Q_t = \frac{K_m 2\pi L (H_0 - H_1)}{\ln\left(\frac{r_1}{r_0}\right)} \quad (3.32)$$

En combinant les équations 3.28 et 3.32, on obtient l'estimation suivante de l'ouverture hydraulique effective moyenne :

$$e_h = \left[\frac{Q_t 6\nu \ln\left(\frac{r_1}{r_0}\right)}{\zeta g \pi L (H_0 - H_1)} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (3.33)$$

Si une valeur de r_1 suffisamment grande est prise, la charge hydraulique associée H_1 tend vers zéro, ce qui permet de simplifier davantage l'équation précédente. Comme la valeur de e_h calculée est relativement peu affectée par r_1 , une valeur approximative de $(1000r_0)$ peut être prise pour obtenir $H_1 \approx 0$, donc :

$$e_h \approx \left[\frac{42 Q_t \nu}{\zeta g \pi L H_0} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (3.34)$$

Tous les paramètres de l'équation 3.34 peuvent être mesurés directement, sauf la fréquence des discontinuités ζ . Cependant, le paramètre ζ peut être obtenu par l'examen des relevés de forage (carottes), ou par d'autres moyens comme les garnitures d'étanchéité à impression. Mais, c'est seulement les discontinuités suffisamment ouvertes pour conduire un fluide qui doivent être prises en compte. Il y a malheureusement d'autres difficultés d'ordre pratique qui sont rencontrées lors de l'utilisation des dernières équations :

1. L'analyse est basée sur l'hypothèse d'une seule famille de discontinuités présente et orientée à angle droit avec l'axe du forage. En réalité, il peut y avoir plusieurs familles de discontinuités et l'orientation peut être variable.

2. L'ouverture e_h est constante pour toutes les discontinuités interceptées. En réalité, les ouvertures suivent une certaine distribution et seule la valeur moyenne de l'ouverture hydraulique effective est donnée par l'équation 3.34. Cependant, ceci n'est pas un problème sérieux lors de l'analyse de l'écoulement du fluide, mais ça peut le devenir pour déterminer l'ouverture mécanique lors de la conception d'une campagne d'injection.
3. La roche est, en pratique, déformable. Sous une pression hydraulique élevée, particulièrement quand la fréquence des discontinuités est faible et l'ouverture est grande, l'ouverture effective des discontinuités peut être augmentée par la déformation élastique de la roche adjacente sous l'influence d'une pression hydraulique.

L'augmentation de l'ouverture est fonction de la déformation élastique. Si la fréquence des discontinuités est ζ , alors l'espacement moyen est $1/\zeta$. Si la roche intacte entre une paire de discontinuités subit une augmentation de sa contrainte uniaxiale due à la pression du fluide u , alors l'augmentation de l'ouverture mécanique Δe_m pour chaque discontinuité sera :

$$\Delta e_m = \frac{u}{\zeta E} \quad (3.35)$$

où E est le module de Young de la roche. Donc l'ouverture des fractures ne suit pas une loi linéaire.

3.5 Écoulement saturé à travers un réseau de fractures

Quand on arrive au problème de l'écoulement d'un fluide à travers un réseau de fractures où la roche intacte est considérée comme imperméable, on fait face à deux problèmes, la détermination de la perméabilité du réseau de fractures et savoir si un tel réseau se comporte ou non comme un milieu poreux.

Il est souvent observé en pratique que les massifs rocheux fracturés contiennent, à grande échelle, plusieurs familles de discontinuités. Les fractures ont des dimensions finies, ils ne s'étendent pas infiniment dans le même plan, donc le degré d'interconnexion entre les plans de fracture est un détail critique qui contribue à la conductivité hydraulique du système total. La densité ou le nombre de fractures par

unité de volume de roche est un autre aspect important. L'ouverture de chacune des discontinuités, bien sur, détermine sa perméabilité individuelle. Finalement, l'orientation déterminera les directions vers lesquelles le fluide peut s'écouler dans le massif rocheux.

La caractérisation d'un réseau de fractures est considérée comme complète quand chacune des fractures peut être décrite en terme de :

1. ses dimensions ;
2. sa localisation ;
3. son ouverture effective ;
4. son orientation.

Dans tous les types de roches, des fractures de dimensions et longueurs variables forment un réseau tridimensionnel interconnecté permettant l'écoulement d'un fluide. La détermination d'un modèle conceptuel approprié pour ce réseau est donc essentielle pour comprendre et prédire l'écoulement des eaux souterraines dans les massifs fracturés. En général, une distinction doit être faite entre les modèles conceptuels pour les roches sédimentaires et ceux pour les roches cristallines.

Dans la plupart des roches sédimentaires, la direction des fractures principales suit des plans de stratification et d'autres plans de faiblesse liés à la déposition. Ces dernières sont souvent connectées entre elles par d'autres fractures à peu près orthogonales qui sont reliées aux contraintes paléo- et néotectonique (Holst 1982 et Williams et al. 1985). Pour une stratigraphie horizontale, on obtient donc un réseau de fractures relativement simple qui peut être représenté par plusieurs fractures discrètes horizontales connectées par des fractures sub-verticales définies statistiquement.

Les modèles conceptuels pour les roches cristallines sont habituellement plus complexes que ceux pour les roches sédimentaires. Dans un massif granitique uniforme, les fractures peuvent être orientées dans des directions préférentielles en fonction de la mise en place du magma et son refroidissement (familles de fractures polygonales) et de la déformation locale et régionale. Un des premiers modèles conceptuels pour l'écoulement dans les roches cristallines était basé sur l'hypothèse d'un milieu poreux équivalent (Snow 1965). Ce concept a été développé pour lier les résultats de mesure de perméabilité dans un trou de forage à un ellipsoïde de conductivité hydraulique qui définit la perméabilité anisotrope d'un volume de roche.

Pour l'interprétation, il a été supposé que l'écoulement était dominé par les fractures, toutes les fractures contribuent à l'écoulement et l'orientation des fractures qui interceptent le forage est connue. L'ellipsoïde de conductivité hydraulique a été construit en faisant la sommation de la perméabilité de chaque fracture qui intercepte chacun des intervalles du test.

Il est postulé qu'à grande échelle (au niveau des massifs rocheux), les fractures sont en forme de disque, particulièrement dans les environnements granitiques (Lapcevic et al. 1999). La figure 3.11 montre un modèle conceptuel tridimensionnel dans lequel les fractures en forme de disque sont de dimensions aléatoires, mais orientées orthogonalement. On peut aussi voir que certaines fractures sont interconnectées et d'autres sont isolées du réseau d'écoulement.



Figure 3.11 *Modèle conceptuel tridimensionnel d'un réseau de fractures en forme de disque (Long et al. 1985).*

3.5.1 Approches de modélisation de l'écoulement dans les massifs fracturés

- **Modèle avec milieu poreux équivalent** : Cette modélisation de l'écoulement de l'eau dans les massifs fracturés postule que, avec un volume représentatif,

les roches fracturées peuvent être représentées comme un milieu poreux équivalent où l'écoulement est gouverné par la loi de Darcy. La conductivité hydraulique du système équivalent est traitée comme une distribution spatiale aléatoire de blocs/éléments de conductivité hydraulique qui représentent la moyenne spatiale des propriétés des fractures.

- **Modèle avec un réseau de fractures discrètes** : Cette approche est basée sur la prémisse que l'écoulement de l'eau dans les roches se produit principalement dans les fractures. Donc, cette approche simule des fractures individuelles dans le massif rocheux, et résout l'écoulement avec les interconnexions du réseau de fractures.
- **Modèle avec réseau de canaux d'écoulement** : Les surfaces des fractures sont irrégulières et minéralisées, faisant en sorte que l'écoulement est distribué non uniformément le long du plan de chacune des fractures dans des chemins préférentiels, ou canaux (voir figure 3.12). Ces canaux peuvent s'intercepter dans l'espace tridimensionnel, formant un réseau de canaux pour le mouvement et le mélange des eaux souterraines. La figure 3.13 montre trois différents types d'interconnexions des canaux dans un réseau de fractures.

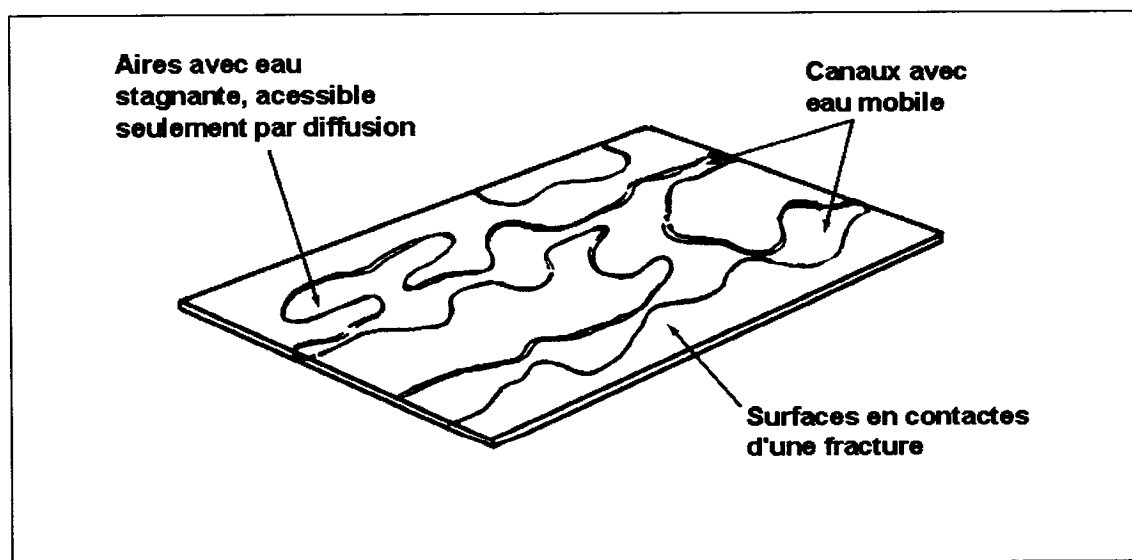


Figure 3.12 *Modèle avec réseau de canaux d'écoulement selon un plan de fracture (Selroos et al. 2002).*

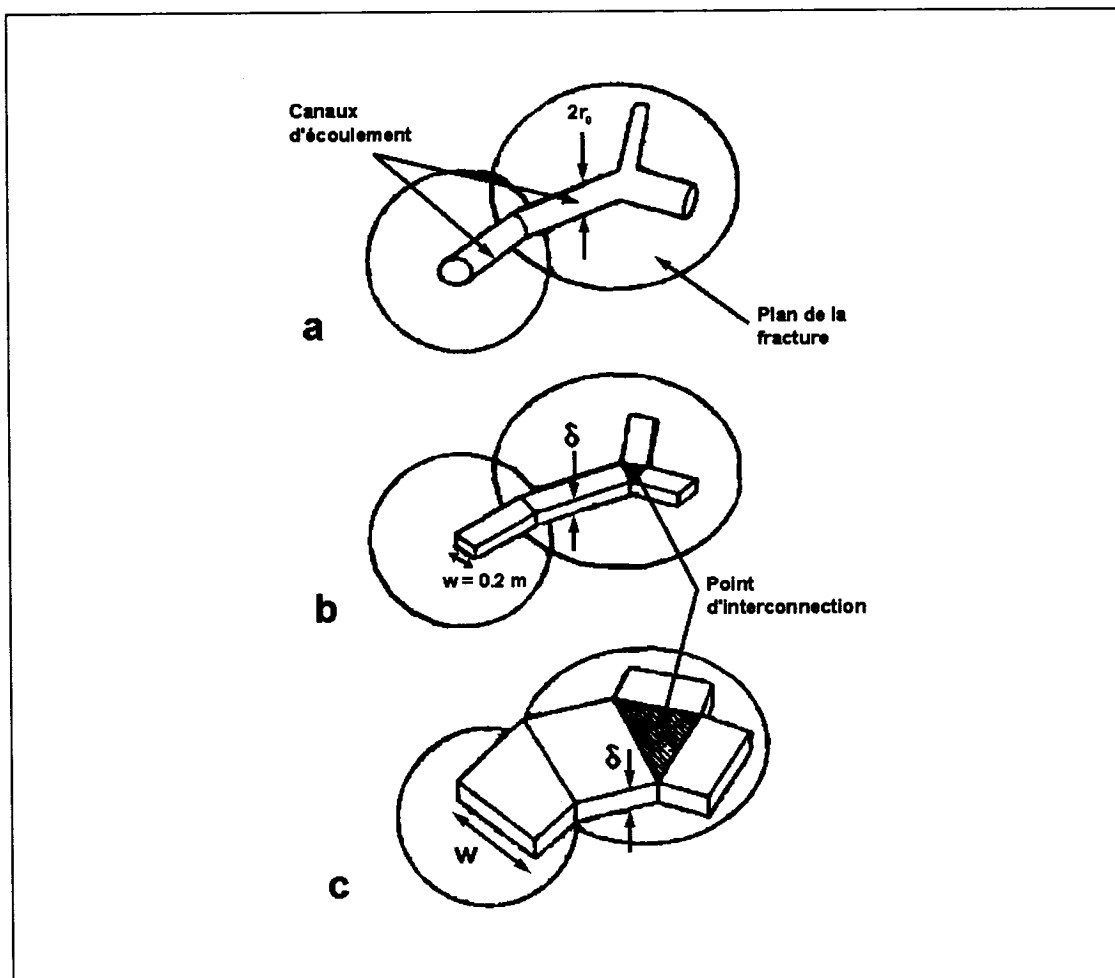


Figure 3.13 Trois différents types d'interconnections des canaux dans un réseau de fractures : a) canaux d'écoulement tubulaires, b) canaux avec plaques parallèles avec largeur constante et c) canaux avec plaques parallèles avec largeur égale à la ligne d'intersection des fractures (Lapcevic et al. 1999).

- **Modèle de double porosité :** Comme on l'a vu à la section 3.2, l'écoulement total dans une masse rocheuse est la combinaison des effets de l'écoulement à travers la matrice poreuse de la roche et l'écoulement dans les discontinuités géologiques. Le modèle de double porosité sera donc une combinaison du modèle avec milieu poreux équivalent avec soit le modèle avec un réseau de fractures discrètes ou le modèle avec réseau de canaux d'écoulement.

3.6 Les fluides et le comportement mécanique des roches

La présence d'un fluide (surtout l'eau) en contact avec un matériau solide a un effet marqué sur sa résistance. De nombreux résultats expérimentaux montrent une baisse de la résistance ultime des roches en présence d'eau ou d'autres fluides (Ballivy et al. 1978, Chenevert 1970, Colback et al. 1965, Gagnon 1983, Kirby et McCormick 1984, Morlier 1970 et Parate 1973). L'eau peut aussi engendrer une baisse de la résistance au cisaillement le long des discontinuités.

Les fluides agissent de deux façons afin d'amoindrir la résistance des roches et des massifs rocheux. Premièrement, la loi des contraintes effectives entraîne un effet purement mécanique sur la résistance. Ensuite, des effets physico-chimiques peuvent influencer leur résistance. Dans le cadre de cette étude, seulement les effets mécaniques seront exposés.

3.6.1 La loi des contraintes effectives

La théorie des contraintes effectives a été développée afin d'expliquer la différence de comportement des sols saturés, en conditions drainées et non drainées (Terzaghi 1936 ; Mitchell 1976). Cette théorie a été reprise en mécanique des roches dans un but similaire (Skempton 1960 ; Mesri et Gibala 1972).

La loi des contraintes effectives est généralement écrite de la façon suivante :

$$\sigma' = \sigma - P_w \quad (3.36)$$

où σ' est la contrainte effective qui agit sur le squelette du matériau, σ est la contrainte totale et P_w est la pression interstitielle.

Cette loi signifie que dans un matériau saturé, une partie de la charge appliquée est reprise par le fluide interstitiel. Avec le drainage, il peut y avoir dissipation de P_w , et la charge est transférée à la roche avoisinante.

La résistance au cisaillement le long des discontinuités peut aussi être exprimée en fonction de contraintes effectives. Lorsqu'une pression d'eau est présente dans une discontinuité, les surfaces de celle-ci sont forcées à s'éloigner l'une de l'autre. Cela entraînera une force qui agira sur le massif rocheux à l'opposer de la contrainte normale, σ_n . Cette dernière sera réduite selon l'ampleur des pressions

d'eau présente dans la fracture. La contrainte normale réduite, appelée contrainte normale effective, est donc définie par :

$$\sigma_n' = \sigma_n - P_w \quad (3.37)$$

En exprimant un critère de rupture en fonction des contraintes effectives, on prend en compte l'effet de la pression interstitielle. Par exemple, si la résistance répond à une loi de type Coulomb, on peut écrire (voir figure 3.14) :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.38)$$

ou alternativement :

$$\sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.39)$$

où c est la cohésion (MPa) et C_0 la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (MPa).

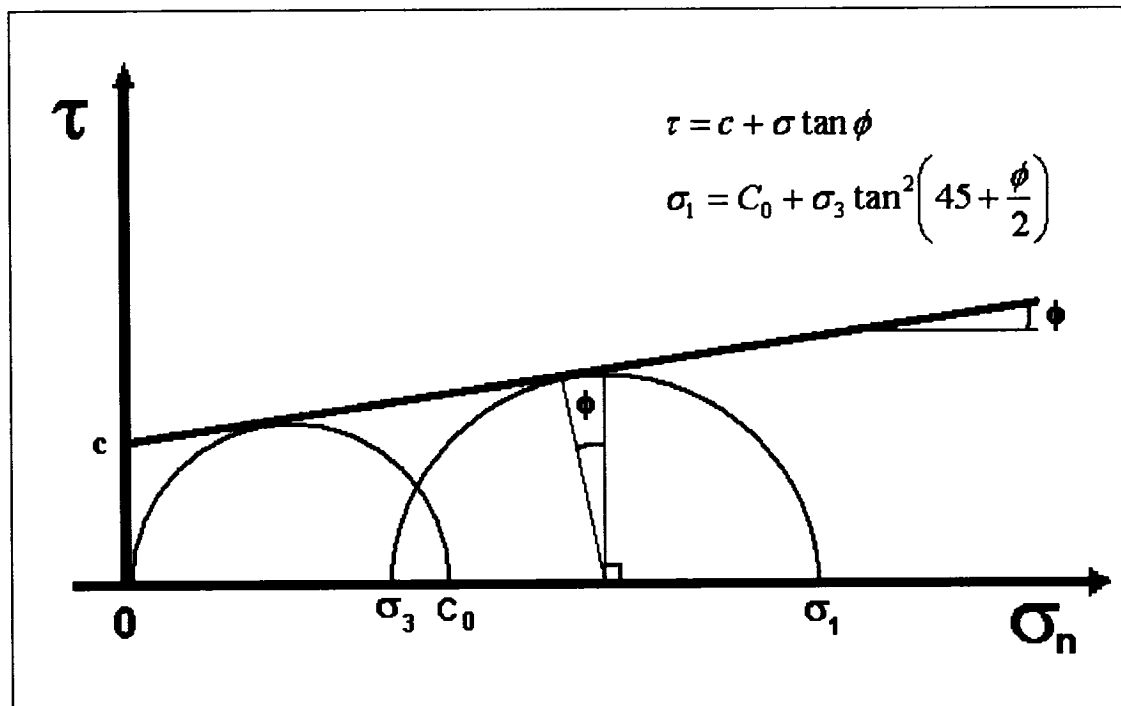


Figure 3.14 Le critère de rupture de Coulomb.

On peut exprimer ce critère en fonction des contraintes effectives lorsqu'une pression interstitielle est présente. Alors :

$$\sigma'_1 = C_0 + \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.40)$$

qui peut aussi s'écrire :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = C_0 + (\sigma_3 - P_w) \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right] \quad (3.41)$$

En isolant P_w dans cette équation, on peut calculer la valeur de la pression interstitielle requise afin d'initier la rupture d'une roche pour un état de contrainte σ_1 et σ_3 donné (Goodman 1980, 1989) :

$$P_w = \sigma_3 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - C_0}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) - 1} \quad (3.42)$$

La figure 3.15 illustre cette condition. Une hausse de la pression interstitielle dans le massif peut donc être la cause directe de la rupture de la roche.

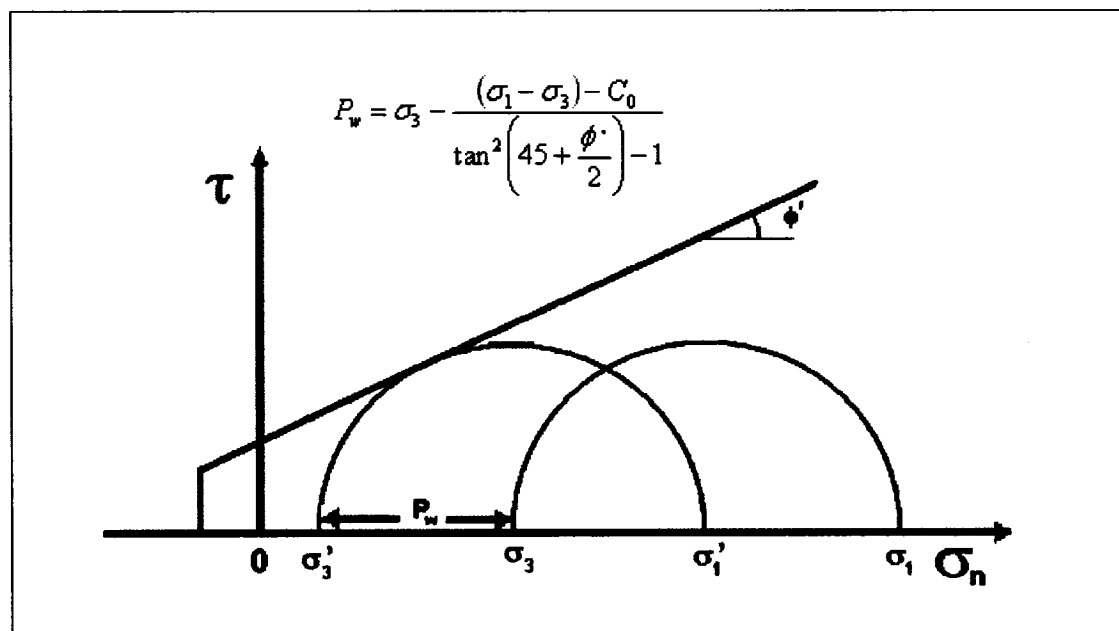


Figure 3.15 Effet de la pression interstitielle sur la résistance à la rupture des roches (d'après Goodman 1980, 1989).

De la même manière, en transposant l'effet de P_w dans le plan de Mohr, on peut calculer la pression d'eau nécessaire pour causer un glissement sur une

discontinuité. La figure 3.16 montre, pour un critère de Patton, l'effet de P_w qui amènera la contrainte de cisaillement τ à la condition limite. On calcule la valeur de P_w de la façon suivante :

$$P_w = \frac{c_i}{\tan \phi_j} + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \left[\sin^2 \psi - \frac{\sin \psi \cos \psi}{\tan \phi_j} \right] \quad (3.43)$$

La valeur critique de P_w sera le minimum de l'équation 3.43 lorsque les valeurs suivantes sont adoptées :

- a) $c_i = 0$ et $\phi_j = \phi_\mu + i$ (glissement sur aspérité)
- b) $c_i \neq 0$ et $\phi_j = \phi_r$ (Rupture des aspérités)

On note ici que la valeur de P_w sera fonction de l'angle ψ que fait le plan de faiblesse par rapport à la contrainte principale majeure, σ_1 (Goodman 1980, 1989).

3.6.2 Le comportement hydromécanique des discontinuités géologiques

3.6.2.1 *Introduction*

Les processus de couplage hydromécanique dans les milieux fracturés représentent les interactions entre les processus contrainte/déformation du solide et l'écoulement/pression du fluide pendant un chargement interne ou externe.

Une discontinuité est délimitée par deux surfaces rugueuses qui sont sujettes à des contraintes normales et de cisaillement. Lorsque la fracture se déforme sous des changements de contraintes, les aspérités sur les surfaces de la discontinuité se déforment et l'aire de contact (ou l'espace des vides) entre les deux surfaces opposées de la fracture change. Ces changements d'ouverture entraîneront une modification du comportement hydraulique (écoulement laminaire ou turbulent) de la fracture lorsqu'un écoulement d'eau est présent (Jing et al. 2001). Une vaste revue des processus de couplage hydromécanique impliqués dans les fractures multiples a été proposée par Tsang (1990). La figure 3.17 illustre les mécanismes de couplage hydromécanique de base pour les massifs fracturés.

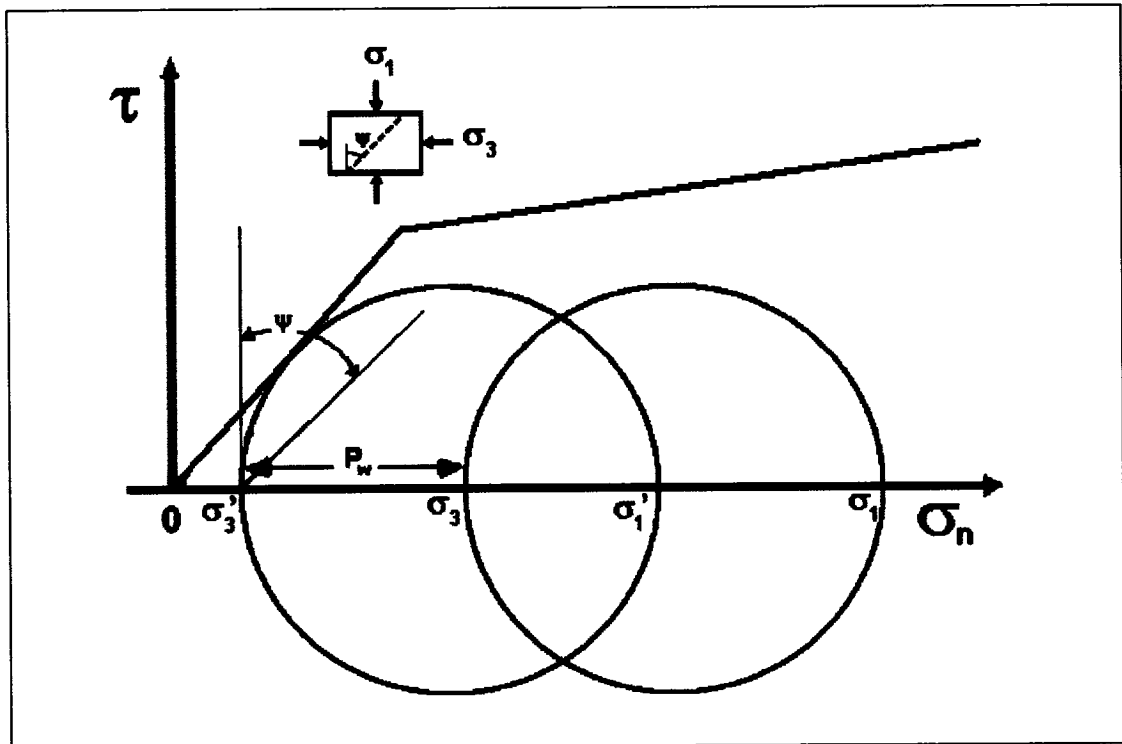


Figure 3.16 Effet de la pression interstitielle sur la résistance d'une discontinuité – Critère bilinéaire de Patton (d'après Goodman 1980, 1989).

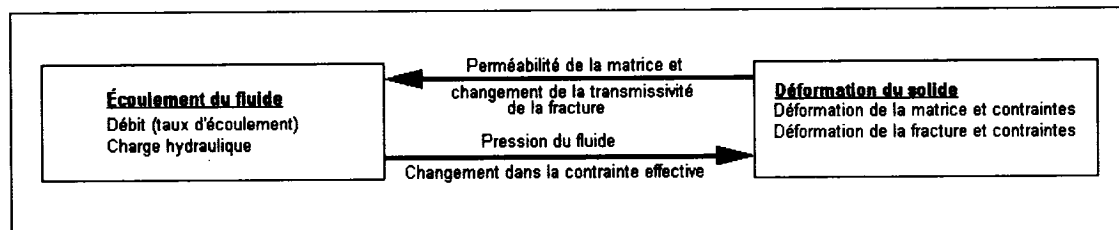


Figure 3.17 Mécanismes de couplage hydromécanique de base pour les massifs fracturés (Jing et al. 2001).

Les discontinuités dans un massif rocheux sont habituellement sujettes aux contraintes *in situ* avoisinantes, aux chargements sismiques et aux pressions du fluide. En général, les contraintes effectives résultantes qui agissent sur une discontinuité sont composées des contraintes normales, des contraintes de cisaillement et des composantes de pression du fluide. Comme montré à la figure

3.18, les contraintes appliquées influenceront la fracture à se dilater ou à se fermer, pour créer de nouveaux points de contact et même pour concasser la roche, tout dépendant de la géométrie de la surface de la fracture. Par exemple, la contrainte normale entraîne la fermeture de la fracture, tandis que la contrainte de cisaillement cause un désenchevêtrement des surfaces de la fracture, résultant en un changement de l'espace des vides dans la discontinuité (Indraratna et Ranjith 2001).

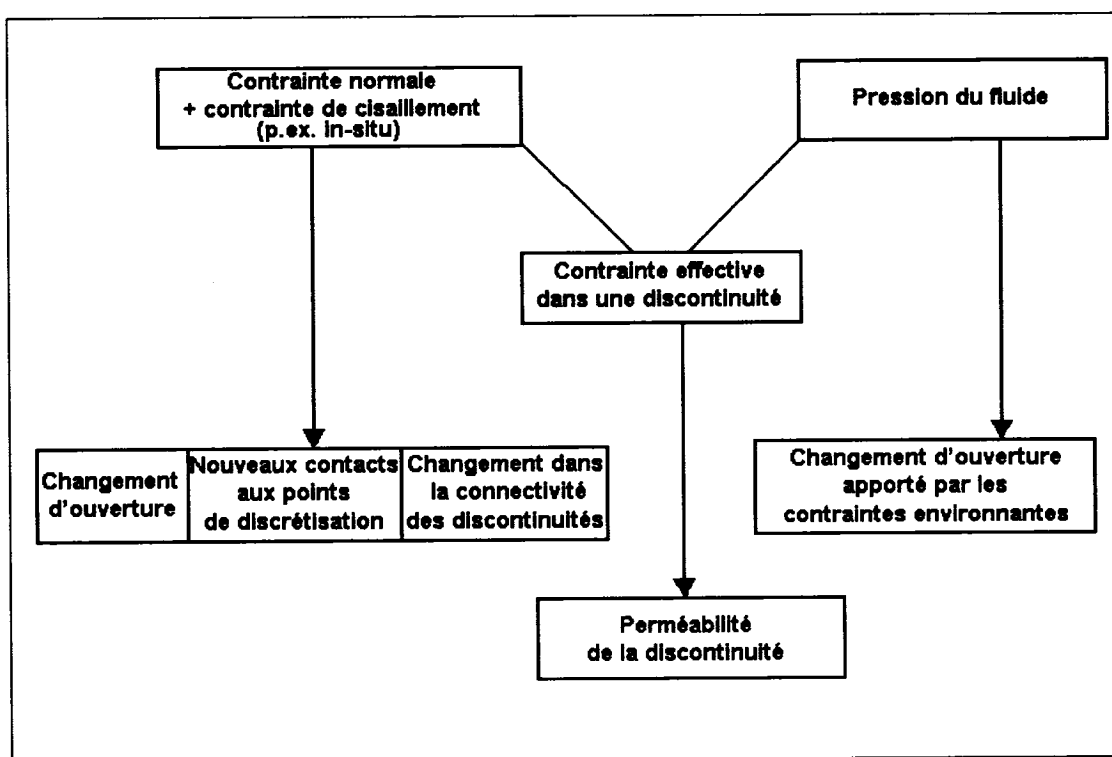


Figure 3.18 Effet des contraintes dans un massif rocheux fracturé (Indraratna et Ranjith 2001).

3.6.2.2 Comportement hydromécanique d'une fracture sous contrainte normale

Gale (1982) a effectué une étude dans le but de vérifier si les lois de Louis (1969) définissent adéquatement le comportement hydraulique d'une fracture granitique rugueuse à différents niveaux de rugosité et d'aire de contact. Il a introduit la valeur de l'ouverture hydraulique, e_h , et la fermeture, ΔV , de la fracture dans l'expression suivante :

$$e_h = \Delta V + e_{rés} \quad (3.44)$$

où $e_{rés}$ est l'ouverture résiduelle subsistant sous la contrainte normale maximale.

Gale (1982) a montré que la loi cubique n'est pas valable si l'ouverture résiduelle est évaluée sous une forte contrainte (30 MPa). Par contre, plus la contrainte maximale de référence (celle qui sert à déterminer $e_{rés}$) est faible, meilleure est l'approximation par la loi cubique (figure 3.19).

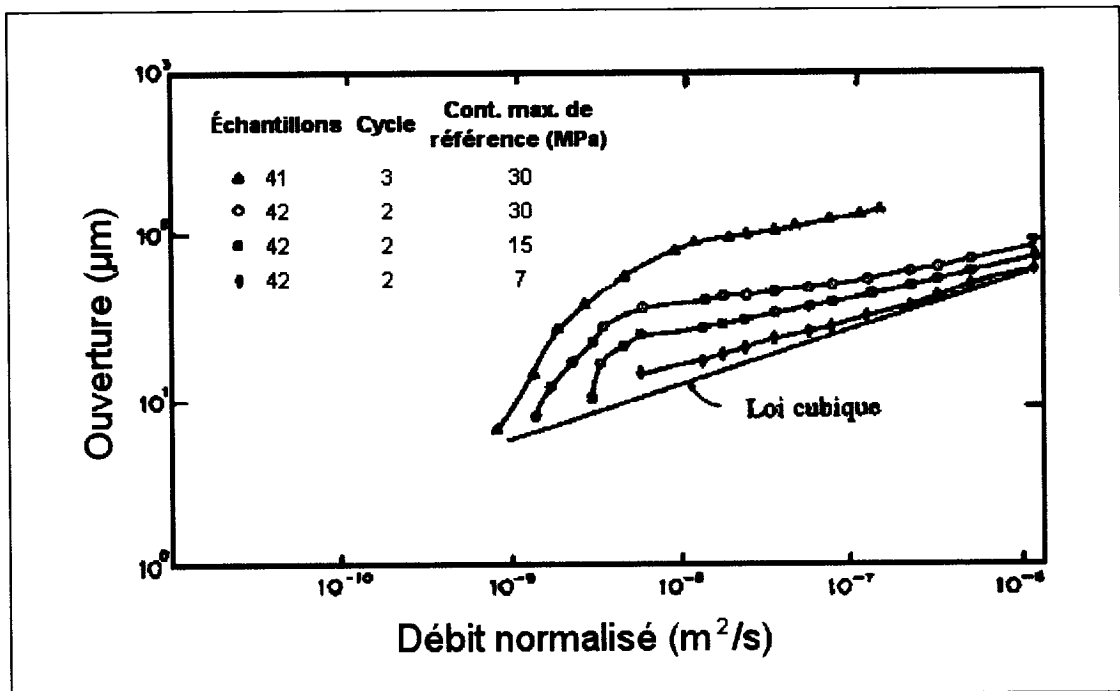


Figure 3.19 Courbes représentant l'ouverture en fonction du débit normalisé pour deux échantillons de fractures naturelles (monzonite), obtenues pour trois contraintes maximales de références différentes (d'après Gale 1982).

D'autre part, Raven et Gale (1985) ont montré que, pour une contrainte maximale de référence de 30 MPa, la déviation par rapport à la loi cubique est d'autant plus importante que la dimension de l'échantillon est grande. Les auteurs ont expliqué cela par une augmentation de l'importance du rôle de la rugosité des épontes sur l'écoulement. La rugosité peut réduire la conductivité hydraulique de deux façons, soit en augmentant la résistance à la friction le long des surfaces libres, soit en créant des zones de contact entre les épontes de la fracture qui provoqueraient un

cheminement de plus en plus tortueux et donc une augmentation de la longueur parcourue par les filets liquides provoquant une diminution du débit. De plus, l'écart avec la loi cubique augmente avec le nombre de cycles de chargement de la contrainte normale, sur un échantillon de taille donnée.

Une fracture naturelle de granite a été étudiée par Gentier (1986). L'auteure montre que la fermeture maximale de la fracture, pour des contraintes normales de 10 à 15 MPa, est de l'ordre de 30% de l'ouverture initiale moyenne. Au-delà, la fracture se comporte comme un milieu continu élastique, voisin de la roche intacte. Gentier (1986) note, avec l'augmentation de la contrainte normale, des variations de la perméabilité intrinsèque de la fracture. D'après Gentier (1986), la diminution rapide de la perméabilité intrinsèque pour les premiers niveaux de contrainte normale correspond à la diminution du nombre de microchenaux interconnectés et dans une part moindre à la diminution du volume de ces microchenaux. À partir du niveau critique de 15 MPa, la diminution plus faible et moins rapide de la perméabilité intrinsèque correspond non plus à une variation du nombre d'exutoires principaux mais probablement aux variations du volume de ces microchenaux (Gentier 1986).

3.6.2.3 *Hydromécanique d'une fracture en cisaillement*

L'écoulement dans une fracture en cisaillement a été étudié expérimentalement par Maini (1971). Il a observé, pour un joint dilatant en cisaillement sous faible contrainte normale, une augmentation de la conductivité hydraulique de 1 à 2 ordres de grandeur pour un déplacement tangentiel de cinq millimètres (figure 3.20).

Gale et al. (1990) ont effectué des essais hydromécaniques en cisaillement sur des fractures naturelles de monzonite quartzique plutôt fermées avec remplissage de chlorite. Les essais de cisaillement-perméabilité ont été réalisés pour deux niveaux de contrainte normale constante. Un traceur a été injecté aux positions initiale et finale de cisaillement sous contrainte normale constante au deuxième niveau de contrainte. À la fin du cycle de cisaillement (après le test du traceur), les contraintes ont été maintenues pendant l'injection d'une résine dans la fracture afin de vérifier les effets du remplissage.

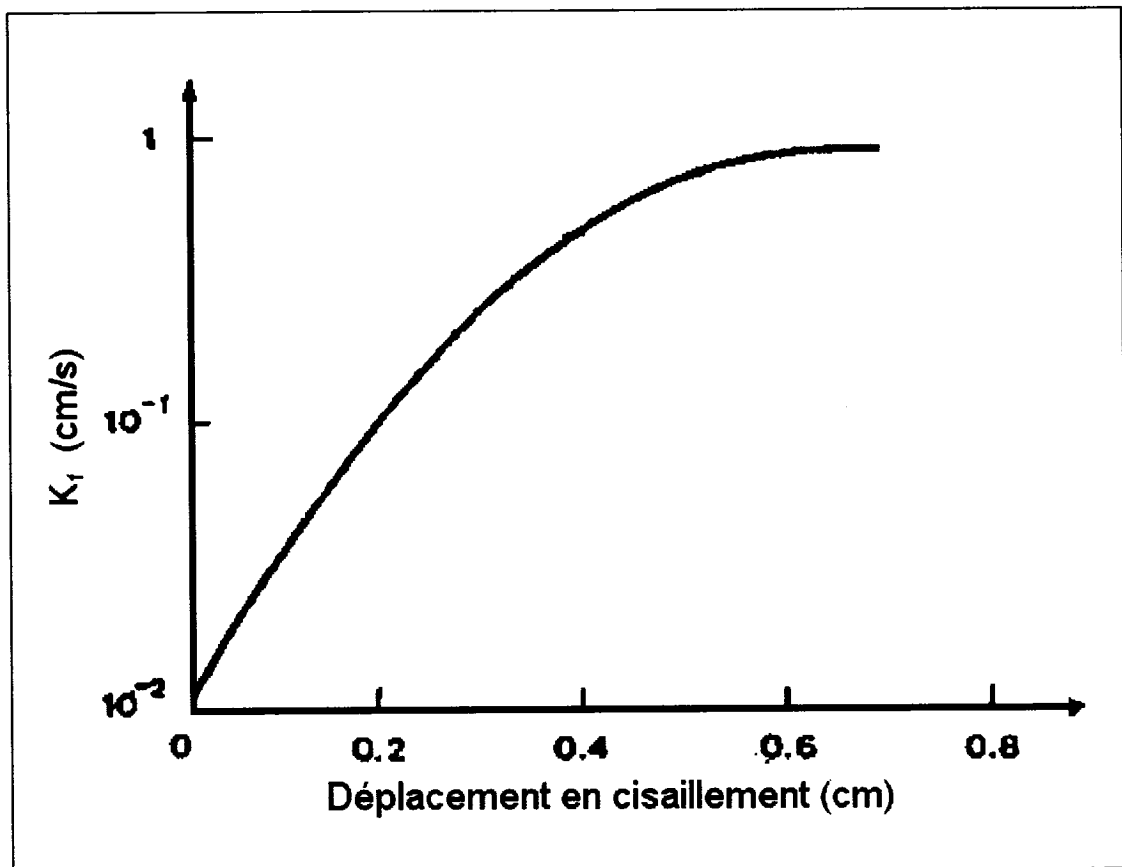


Figure 3.20 Conductivité hydraulique en fonction du déplacement tangentiel sous faible contrainte normale (d'après Maini 1971).

En résumé, Gale et al. (1990) ont démontré que :

- la perméabilité décroît lors des premiers dixièmes de millimètre de déplacement tangentiel ;
- les ouvertures mesurées à l'aide de la résine sont plus élevées que celles calculées par le modèle de plaque parallèle lisse et rugueuse à partir des données de laboratoire ;
- les vitesses obtenues par traceur sont plus faibles que celles calculées par le modèle de plaque parallèle lisse et rugueuse à partir des données de laboratoire; et
- la distribution des épaisseurs de résine peut être approximée par une distribution log-normale.

Makurat et al. (1990) ont effectué des essais hydromécaniques en cisaillement sur plusieurs types de joints impliquant des lithologies différentes. Ils ont fait des essais de cisaillement sur des roches très résistantes (granite, syénite, gneiss) et peu résistantes (argile, grès, craie). À l'aide de ces essais, les auteurs voulaient démontrer en premier lieu comment se comportait le modèle empirique d'ouverture de Barton (1982) (figure 3.21).

Ce modèle relie l'ouverture mécanique (e_m), l'ouverture hydraulique (e_h) (calculée à partir du modèle de plaque lisse et parallèle (loi cubique)) et le JRC (« *Joint Roughness Coefficient* »), selon l'équation suivante :

$$e_h = \frac{JRC^{2.5}}{\left(\frac{e_m}{e_h}\right)^2} \quad (3.45)$$

Ce modèle empirique n'est pas valide pour les fractures caractérisées par des surfaces lisses, ou pour une grande ouverture. Dans ces cas, l'ouverture hydraulique (e_h) est égale à l'ouverture mécanique (e_m), et la perméabilité intrinsèque de la fracture, k_f (m^2) est alors donnée par l'équation 3.16.

Pour les premiers dixièmes de millimètre de déplacement tangentiel, leur modèle s'accordait bien aux résultats expérimentaux, mais avec l'accroissement du déplacement en cisaillement, ils remarquèrent une nette divergence entre les deux. Le colmatage graduel des vallées et des creux sur les surfaces en cisaillement par du matériel de broyage (Teufel 1987) pourrait expliquer cette divergence (figure 3.22).

Dans un deuxième temps, Makurat et al. (1990) ont vérifié comment les propriétés de la roche et du joint, obtenues à partir d'échantillons très différents, pouvaient affecter la conductivité hydraulique lors du cisaillement. Les observations relevées sont les suivantes :

- Des déplacements tangentiels de 2 à 5 mm sont suffisants pour mobiliser la dilatance des joints dans les roches très résistantes. Ceci entraîne une augmentation de la perméabilité de 1 à 2 ordres de grandeur. Il est à noter que ces roches ont un rapport élevé de JCS/σ_n et une morphologie des surfaces de joint très rugueuse ;

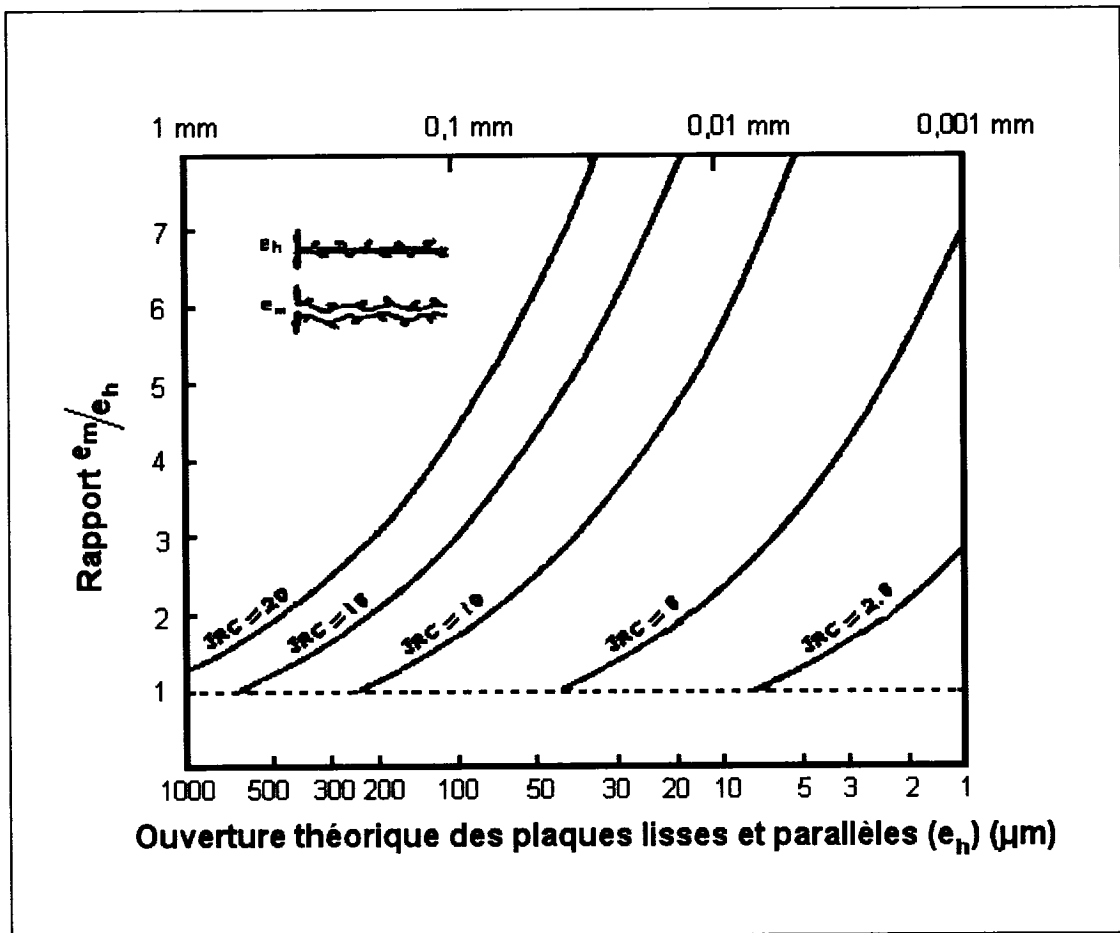


Figure 3.21 Relation entre l'ouverture hydraulique (e_h), l'ouverture Mécanique (e_m) et le JRC (d'après Barton 1982).

- Une forte minéralisation et un cisaillement répété peuvent réduire la conductivité hydraulique des joints, même dans les roches très résistantes ;
- Les joints dans les roches tendres, malgré une dilatance lors du cisaillement, montrent une diminution de la conductivité hydraulique aux déplacements tangentiels de 1 à 5 mm (sauf pour les joints qui montrent des valeurs élevées de JRC) ;
- La formation de matériau de broyage par arasement lors du cisaillement tend à faire diminuer la conductivité hydraulique de la fracture. Des valeurs faibles de JRC et du rapport JCS/σ_n semblent favoriser la formation de matériau de broyage.

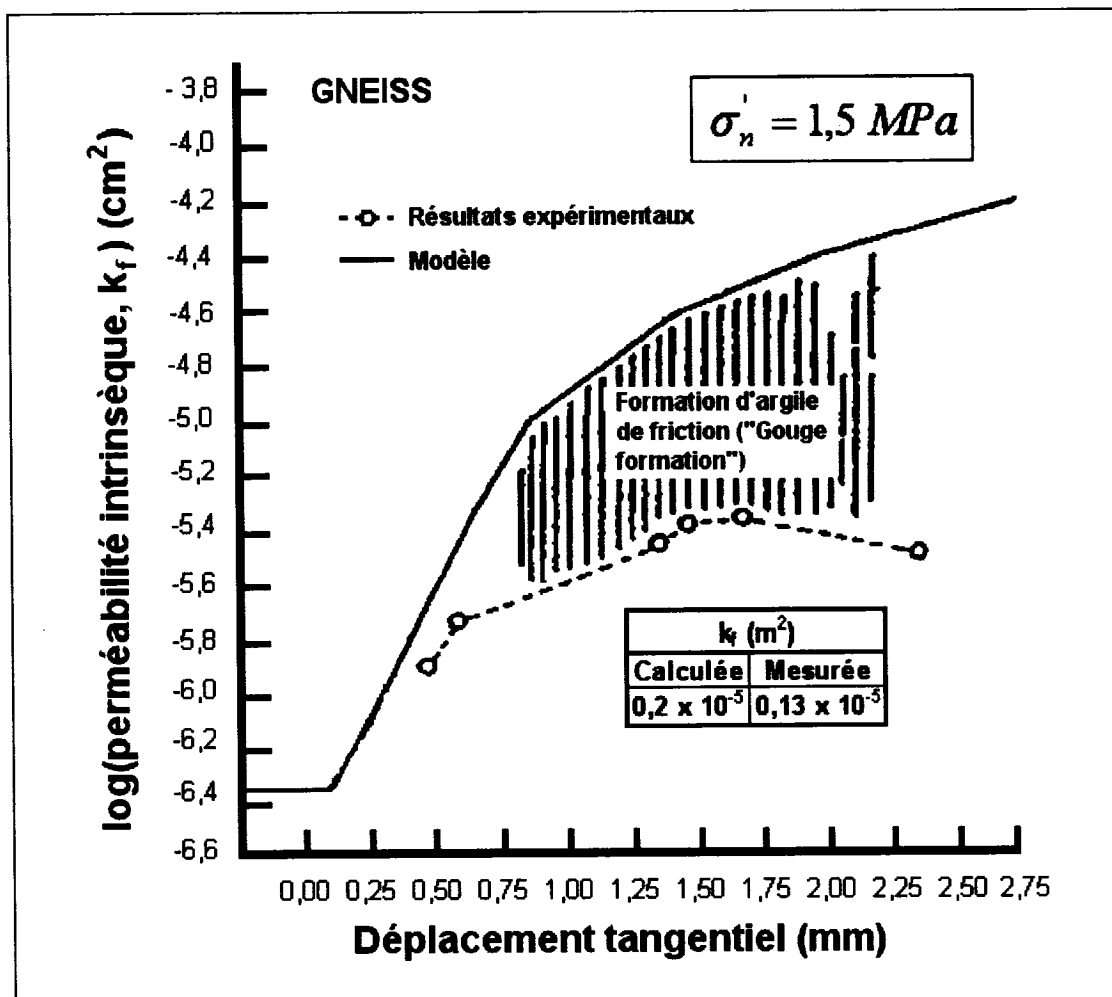


Figure 3.22 Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée durant le cisaillement d'un joint (d'après Makurat et al. 1990).

3.6.2.4 Les modèles hydromécaniques couplés

Basés sur des études de laboratoire, de terrain ou théorique, plusieurs modèles hydromécaniques couplés ont été développés pour prédire les propriétés hydrauliques d'une fracture comme une fonction des caractéristiques de rugosité de la surface et des contraintes appliquées.

Quelques modèles hydromécaniques couplés ont été présentés dans les sections précédentes, mais d'autres ont aussi été développés. Parmi ces modèles, celui de Gangi (1978) et celui de Walsh et Grosenbaugh (1981) peuvent être classés comme étant des modèles phénoménologiques basés sur des théories de déformation

élastique et d'écoulement d'un fluide avec une description mathématique des caractéristiques de rugosité de la fracture, qui est fonction de la distribution statistique des aspérités ou de l'ouverture locale de la fracture. Dans ces cas, seulement la contrainte normale est considérée. Ces modèles ne seront pas présentés dans cette section.

- Le modèle de Barton-Bandis

Le modèle empirique de Barton-Bandis (Barton et al. 1985) considère la variation des propriétés hydrauliques en fonction des contraintes normale ou de cisaillement, en plus des déformations d'hystérésis et permanentes. Le modèle de Cook est un modèle empirique basé sur des résultats de laboratoire et de prédictions de la loi cubique. (Ohnishi et al. 1996). Finalement le modèle de Cundall (1980) réalise l'implantation numérique du couplage hydromécanique. Ces trois derniers modèles seront présentés.

Barton et al. (1985) ont comparé les données expérimentales publiées pour l'ouverture mécanique, e_m , avec l'ouverture hydraulique, e_h , qui ont été obtenues à partir de mesures d'écoulement, et ont attribué la différence entre e_m et e_h aux pertes de charge dues à la tortuosité et à la rugosité des surfaces. Ils ont proposé une expression empirique entre e_m , e_h (les deux en μm) et le coefficient de rugosité de la fracture, JRC, pour les discontinuités, donnée par :

$$e = \min \left\{ e_m; \frac{e_m^2}{(JRC)^{2.5}} \right\} \quad (3.46)$$

La perméabilité intrinsèque de la discontinuité, k_f , est donnée par l'équation 3.16.

Pour déterminer la courbe complète de la contrainte normale versus la perméabilité intrinsèque de la fracture, il est nécessaire de connaître l'ouverture mécanique initiale, e_{m0} , ou l'ouverture hydraulique initiale, e_{h0} . Pour estimer e_{m0} , Barton et Bakhtar (1987) ont suggéré l'équation empirique suivante :

$$e_{m0} \approx 0.2(JRC) \left(\frac{0.2\sigma_c}{JCS} - 0.1 \right) \quad (3.47)$$

où tous les symboles ont été définis ci-dessus ou dans les sections précédentes. Alternativement, l'ouverture hydraulique *in situ* initiale peut être calculée à partir d'essais dans des trous de forage. À n'importe quelle contrainte normale, l'ouverture mécanique est calculée avec :

$$e_m = e_{m0} - \Delta e \quad (3.48)$$

où Δe est donné par la relation contrainte normale-fermeture de la fracture. En combinant les équations 3.47 à 3.49 avec la relation de fermeture normale, on obtient le modèle empirique pour le comportement hydromécanique couplé d'une discontinuité rugueuse sujette à une contrainte normale.

Les changements dans l'ouverture mécanique, causés par la dilatation, peuvent être calculés à partir de la tangente de l'angle de dilatation et de l'augmentation du déplacement en cisaillement. En combinaison avec l'équation empirique associant e_m et e_h , on obtient un modèle empirique pour la relation dilatance de cisaillement versus la perméabilité intrinsèque de la fracture.

Cependant, puisque ce modèle est basé sur le concept des plaques parallèles, l'ouverture hydraulique sous une contrainte normale donnée par le modèle, en plus de la vitesse du fluide, ne correspond pas avec les expériences d'écoulement. Le modèle produit aussi des déplacements en cisaillement beaucoup plus grands et des contraintes en cisaillement au pic plus petites que ceux obtenus dans les expériences.

- Le modèle empirique de Cook

Cook (1988) a proposé un modèle empirique pour l'écoulement des fluides à travers une discontinuité simple, rugueuse et naturelle, basé sur la différence observée entre les résultats d'essais de laboratoire et les prédictions de la loi cubique. En prenant e_0 , l'ouverture initiale moyenne de la discontinuité, et d , la fermeture moyenne, sous une contrainte normale, l'augmentation de l'ouverture effective moyenne est

$$\Delta(e_0 - d) = \Delta e_c \quad (3.49)$$

et est distribué sur toute l'aire, A , de la discontinuité. Cette augmentation de l'ouverture moyenne doit être accompagnée par une diminution de l'épaisseur moyenne de l'espace vide adjacente à l'aire de contact, Δe_a , entre les deux surfaces

rugueuses de la discontinuité. Cependant, Δe_a est distribué sur une aire $(A - a)$ où a est l'aire de contact actuelle. Sous une déformation uniforme dans la direction normale au plan moyen de la discontinuité, la relation suivante doit être conservée :

$$\Delta e_a = \frac{\Delta e_c}{\left(1 - \left(\frac{a}{A}\right)\right)} \quad (3.50)$$

En supposant que la fraction de l'aire de la discontinuité en contact, à n'importe quelle contrainte, peut aussi être donnée approximativement par le ratio de la fermeture mécanique, sous cette contrainte, sur l'ouverture initiale moyenne sans contrainte, i.e., $\frac{d}{e_{m0}}$, alors :

$$\frac{a}{A} = \frac{d}{e_{m0}} = 1 - \frac{e_c}{e_{m0}} \quad (3.51)$$

En substituant l'équation 3.51 dans l'équation 3.50, on obtient :

$$\Delta e_a = e_{m0} \left(\frac{\Delta e_c}{e_c} \right) \quad (3.52)$$

où sous forme différentielle :

$$de_a = e_{m0} \left(\frac{de_c}{e_c} \right) \quad (3.53)$$

où

$$e_a = e_{m0} \left[1 + \ln \left(\frac{e_c}{e_{m0}} \right) \right] \quad (3.54)$$

avec $e_a = e_c = e_{m0}$ lorsqu'il n'y a aucune contrainte normale.

En définissant la tortuosité, ζ , dans le plan vertical, à n'importe quelle contrainte, comme étant le ratio de l'ouverture moyenne de la discontinuité à la contrainte normale courante, i.e. $\zeta = \frac{e_{m0}}{e_c}$, la loi d'écoulement empirique est alors donnée sous la

forme :

$$\bar{q}_x = -L_y \frac{g}{12\nu} \{e_{m0} [1 - \ln(\zeta)\zeta]\}^3 \left(\frac{\zeta}{2\zeta - 1} \right) + q_r \quad (3.55)$$

ou

$$\ln \left[\frac{-12(\bar{q}_x - q_r)}{L_y (e_{m0})^3 \frac{dh}{dx}} \right] = \ln \left\{ [1 - \ln(\zeta)\zeta]^3 \left(\frac{\zeta}{2\zeta - 1} \right) \right\} \quad (3.56)$$

où \bar{q}_x est le taux d'écoulement moyen dans la direction des X, q_r est le taux d'écoulement résiduel indépendant de la contrainte normale appliquée et de la variation de l'ouverture, L_y est la dimension des discontinuités perpendiculaires à la direction de l'écoulement (direction des X), i.e. la largeur d'écoulement, ν est la viscosité du fluide et h est la charge hydraulique.

3.6.3 Le modèle de Cundall

Cundall (1980) a développé un code de modélisation des massifs fracturés. Ce code, UDEC (pour Universal Distinct Element Code), a la capacité d'exécuter une analyse de l'écoulement à travers les discontinuités. Une analyse couplée mécanique-hydraulique complète est effectuée, dans laquelle la conductivité de la fracture est dépendante de la déformation mécanique et, inversement, la pression du fluide affecte le comportement mécanique des fractures.

L'implantation numérique pour l'écoulement d'un fluide utilise la structure du domaine hydraulique de la figure 3.23. Pour un système avec plusieurs discontinuités, il existe un réseau de domaines hydrauliques, chacune des fractures étant remplies par un fluide sous pression et communiquant avec les domaines voisins.

Les domaines hydrauliques 1, 2 et 4, de la figure 3.23, représentent des fractures, le domaine 3 est situé à l'intersection de deux fractures et le domaine 5 est un espace vide. Les domaines hydrauliques sont séparés par des contacts, à lesquels les forces d'interaction mécanique sont appliquées. Les contacts A à G représentent un contact arête à arête, H un contact coin à arête et I un contact coin à coin.

Si on ne tient pas compte de la gravité, il est supposé qu'une pression de fluide uniforme existe dans chaque domaine hydraulique. En tenant compte de la gravité, la

pression est supposée varier linéairement en fonction du gradient hydrostatique et le domaine de pression est défini comme la valeur au centre du domaine (Zang et Sanderson 2002). L'écoulement est régi par la différence de pression entre chaque domaine adjacent, qui est donné par :

$$\Delta p = p_2 - p_1 + \rho_w g (y_2 - y_1) \quad (3.57)$$

où ρ_w est la densité du fluide (kg/m^3), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et y_1, y_2 sont les coordonnées, sur l'axe y , des centres des domaines.

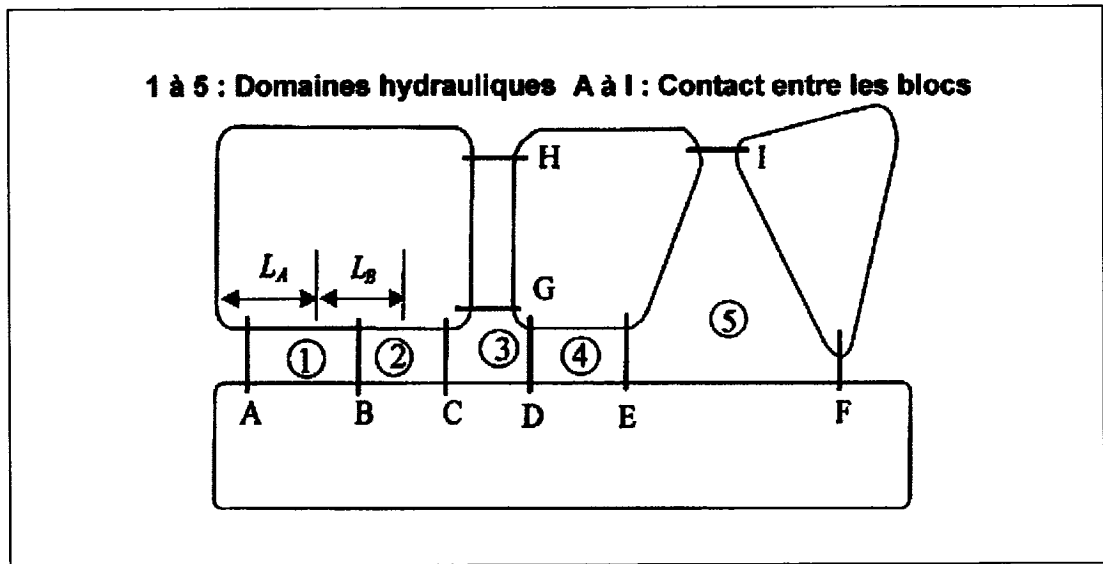


Figure 3.23 Écoulement dans les fractures, modélisé comme un écoulement entre des domaines hydrauliques (Zang et Sanderson 2002).

Pour un point de contact (i.e. point F ou C dans la figure 3.23), le taux d'écoulement q d'un domaine hydraulique à un autre adjacent avec une différence de pression Δp est donné par :

$$q = -K_{pc} \Delta p \quad (3.58)$$

où K_{pc} est la conductivité hydraulique au point de contact.

Dans le cas d'un contact coin à coin, une longueur de contact peut être définie, p.ex. L_A et L_B désignent la longueur des contacts A et B, respectivement, dans la figure 3.23. La longueur est définie comme étant la moitié de la distance au plus proche contact à gauche plus la moitié de la distance au contact le plus proche à

droite. Pour des contacts coin à coin, la loi cubique de l'écoulement dans des fractures planaires (Louis 1969, Witherspoon et al. 1980) peut être utilisée. Le taux d'écoulement peut alors être donné par :

$$q = -K_f e_h^3 \frac{\Delta p}{l} \quad (3.59)$$

où K_f est la conductivité hydraulique de la fracture, e_h est l'ouverture hydraulique et l est la longueur assignée au contact entre les domaines.

3.7 Les logiciels de modélisation numérique

Deux logiciels différents de modélisation numérique seront utilisés dans le projet, soit Phase² pour les simulations de l'aspect mécanique et HydroSphere pour les simulations des effets hydriques dans les massifs rocheux fracturés.

Ces deux logiciels utilisent la méthode des éléments finis pour trouver la solution numérique. Dans cette méthode, le problème est modélisé numériquement en discrétisant le domaine du problème, c'est-à-dire que le domaine doit être défini en petits éléments sur un certain volume (ou aire). Les sommets des éléments sont appelés nœuds et l'ensemble des nœuds et des éléments d'un domaine est appelé maillage. Un logiciel d'éléments finis résout un système matriciel formé d'équations pour tous les nœuds du maillage. Cette résolution se fait par calculs itératifs, à partir de la solution initiale (les conditions initiales), afin de trouver une solution finale qui respecte les conditions aux frontières. Les méthodes numériques offrent des solutions dites approchées de la solution exacte. Les critères de convergence imposés déterminent de niveau de précision de la solution (e.g. Anderson et Woessner, 1992).

3.7.1 Comportement mécanique avec Phase²

Phase² v5.0, de Rocscience inc., est un logiciel d'éléments finis élasto-plastique bidimensionnel (2D) qui calcule les contraintes et les déplacements autour des ouvertures souterraines. Il peut être utilisé pour résoudre une large gamme de problèmes en ingénierie minière et civile. Les capacités de modélisation incluent la rupture progressive (*staging*), l'interaction du support, les tensions élevées, les massifs rocheux non linéaire, le comportement des discontinuités et les pressions d'eau. Les critères de rupture du massif rocheux qui peuvent être utilisés sont ceux

de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown et Drucker-Prager. Les discontinuités peuvent être incorporées aux analyses, avec comme critère de rupture soit Mohr-Coulomb ou Barton-Bandis.

Dans la version 5.0 de Phase², les effets des pressions d'eau souterraines peuvent être ajoutés et les résultats de la contrainte effective peuvent être obtenus. Deux différentes méthodes peuvent être utilisées pour définir les conditions de l'eau souterraine, soit des lignes piézométriques ou des valeurs de pressions d'eau à des coordonnées (x, y). Deux modèles peuvent être utilisés pour résoudre l'analyse. Le modèle des plaques minces à cannelure utilise la méthode des plaques minces infinies élastiques sous des forces de traction pour obtenir une solution qui permet l'interpolation des données à n'importe quel point (Franke 1985). Le modèle de Chugh (1981) utilise une méthode basée sur quatre interpolations entre les quatre noeuds d'un élément, la moyenne de ces valeurs donne la valeur de l'interpolation finale au point désiré (Chugh 1981) (Rocscience inc. 2003).

Pour les analyses effectuées dans le cadre de ce projet de recherche, les effets de l'eau souterraine ne peuvent être inclus au modèle. Les pressions d'eau imposées au modèle restent constantes durant toute la durée de la simulation. Elles ne sont pas modifiées lorsqu'il y a une modification dans le champ de contrainte. Donc, il n'y a aucun couplage hydromécanique dans l'analyse du comportement de la discontinuité avec Phase² même s'il prend en considération les pressions d'eau dans l'analyse mécanique.

3.7.2 Comportement hydrique avec HydroSphere

HydroSphere (Therrien et al. 2003) est un modèle tridimensionnel (3D) d'éléments finis pour simuler l'écoulement à surface libre et le ruissellement ainsi que l'écoulement de l'eau souterraine en régime permanent ou transitoire dans un milieu poreux ou dans milieu poreux discrètement fracturé en condition saturée ou non saturée. Il est basé sur une conceptualisation rigoureuse du système hydrologique composé des régimes d'écoulement de surface et souterrain avec ses interactions. Ce modèle est conçu pour prendre en compte toutes les composantes clés du cycle hydrologique. HydroSphere est une extension du code FRAC3DVS de Waterloo

Hydrogeologic inc. (Therrien et Sudicky 1996) à lequel l'écoulement de l'eau de surface et le transport de soluté ont été ajoutés.

FRAC3DVS qui est un modèle de transport de masse en milieu à fracturation discrète et à saturation variable. La matrice poreuse est considérée en trois dimensions et les fractures sont définies en deux dimensions. Les fractures sont composées d'éléments bidimensionnels (2D), non déformables, insérés entre deux rangées d'éléments 3D de la matrice, les nœuds des fractures coïncident avec ceux des éléments 3D. Cette configuration du milieu poreux fracturé permet une description tridimensionnelle de la connexion du réseau de fracture et, de cette façon, on s'assure qu'il y a continuité des charges hydrauliques entre la fracture et la roche intacte.

Les équations d'écoulement utilisées dans HydroSphere, en condition saturée, sont l'équation de Richards pour le milieu poreux et l'équation de la loi cubique pour les fractures. Elles sont résolues dans des systèmes matriciels indépendants (milieu poreux et fractures) et le couplage entre eux s'effectue après chaque itération. L'interaction entre les éléments d'une fracture et les éléments de la roche intacte est calculée en ajoutant ou en soustrayant, au débit circulant dans un élément de la fracture, les normes des composantes des vecteurs de vitesse (dans la direction de la fracture) des éléments de la roche intacte (Therrien et al. 2003). Lorsque HydroSphere est utilisé en conditions non saturée, la saturation et la perméabilité relative dans la fracture et dans la matrice dépendent de la charge de pression. La technique de Newton-Raphson est utilisée pour résoudre l'équation non linéaire d'écoulement (en condition non saturée). La technique de la transformée de Laplace de Galerkin est utilisée pour solutionner le transport dans le cas d'écoulement saturé en régime permanent. Dans le cas d'un régime transitoire, la technique standard d'éléments finis de Galerkin est utilisée (Therrien et Sudicky 1996)

HydroSphere s'utilise dans l'environnement DOS avec trois fichiers exécutables. Avant l'exécution de ces fichiers, trois fichiers textes doivent être créés selon une syntaxe donnée dans le manuel de l'utilisateur (Therrien et al. 2003). Le premier fichier, qui porte l'extension de nom de fichier « *.grok », contient toutes les informations requises à la simulation. Les deux autres fichiers comprennent les propriétés des matériaux « *.mprops » et les propriétés des fractures « *.fprops ». Le

fichier exécutable *Grok.exe* sert de pré-processeur qui transforme les fichiers textes en format binaire pouvant être utilisés par le processeur *Hydro.exe* qui effectue tous les calculs et génère les fichiers de résultats (Therrien et al. 2003). Finalement, le fichier *Hsplot.exe* sert à générer un fichier de résultats en format compatible avec le logiciel Tecplot 10.0 (Amtec Engineering inc). Ce logiciel permet de visualiser les résultats sous une forme plus conviviale. On peut ainsi extraire les résultats beaucoup plus facilement et à des endroits spécifiques.

CHAPITRE 4

LE MODÈLE CSDS_w

Le modèle CSDS, qui a été présenté au chapitre 2, décrit le comportement mécanique des discontinuités géologiques, mais ne tient pas compte de la présence d'eau dans les discontinuités. Cette section présente comment le modèle CSDS a été modifié afin d'y inclure les équations nécessaires pour effectuer le couplage hydromécanique, et des applications de cette version du modèle seront présentées.

4.1 Le couplage hydromécanique

Comme il a été mentionné à la section 2.5, lorsqu'une pression hydraulique est présente dans une discontinuité, la contrainte normale est réduite. Donc, pour prendre en compte les effets des pressions d'eau dans le modèle CSDS, la contrainte normale, σ_n , dans les équations présentées à la section 3.6, doit être remplacée par la contrainte normale effective, σ'_n , soit l'équation 3.37.

Simon (1999) a montré comment le comportement τ - u - v est influencé par la contrainte normale. Une pression d'eau affecte directement la valeur de la contrainte normale. Cela a un effet marqué sur le comportement du modèle.

Cette modification conduit au modèle CSDS_w (pour « *Complete Stress-Displacement Surface with Water pressure* »).

Comme il a été montré à la section 2.5.4.2, des calculs paramétriques ont été effectués pour illustrer le rôle et l'importance des paramètres utilisés dans l'analyse de la discontinuité avec le modèle CSDS. Dans le cas du modèle CSDS_w, l'ajout des pressions d'eau agissant dans la discontinuité aura nécessairement une influence sur le comportement du modèle. Par exemple, la figure 4.1 montre comment la variation des pressions d'eau influence la distribution des contraintes. Les pressions d'eau peuvent avoir une influence importante sur la réponse du modèle CSDS_w. Les résistances au pic et résiduelle sont réduites avec l'augmentation des pressions d'eau, alors que le déplacement normal augmente avec la hausse des pressions d'eau.

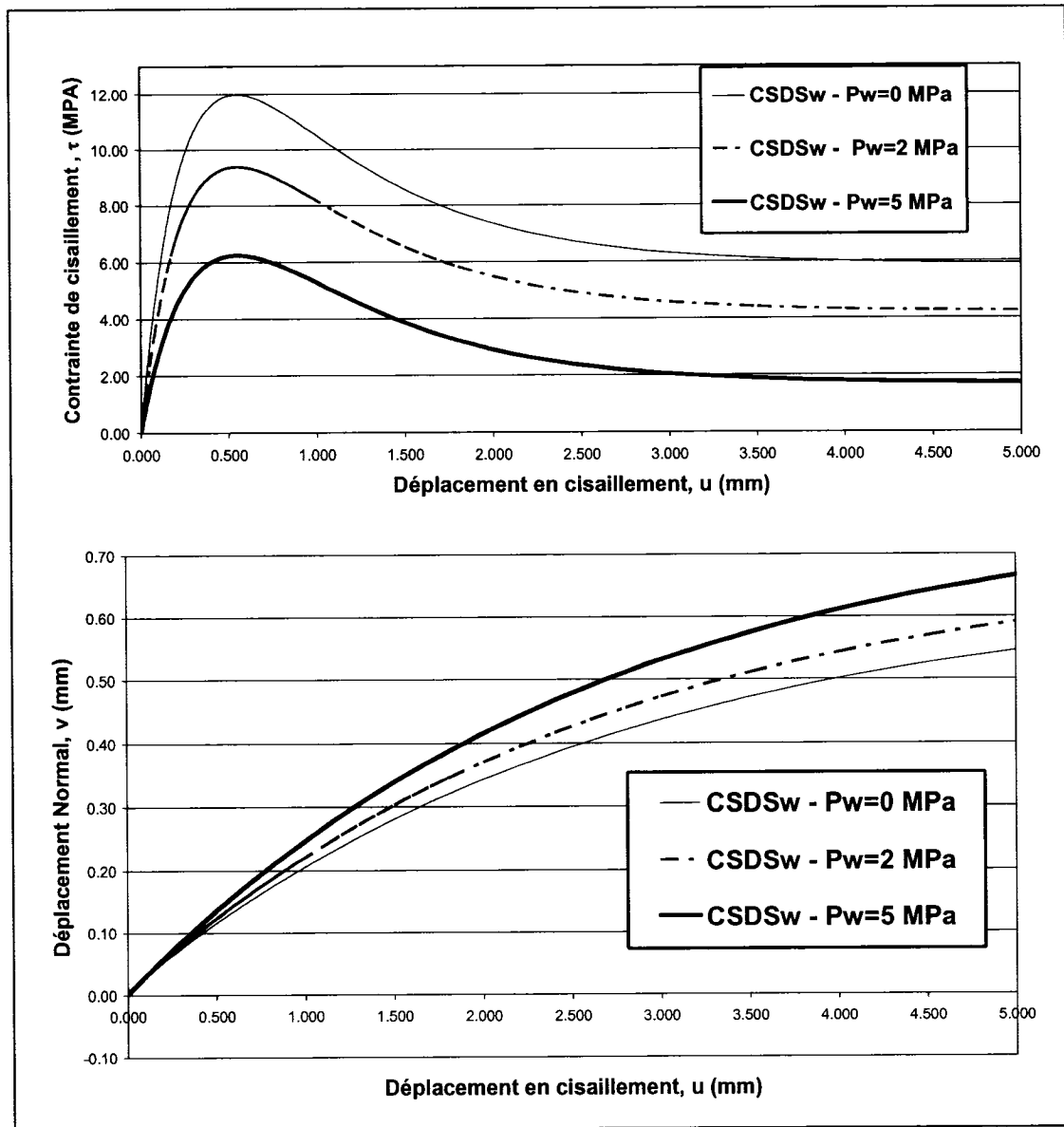


Figure 4.1 *Effet de la pression interstitielle sur la réponse du modèle CSDSw sous une contrainte normale constante (avec $\sigma_n = 7$ MPa).*

La figure 4.2 montre le graphique de la variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'ouverture de la fracture. La conductivité hydraulique varie de façon non linéaire en fonction de l'ouverture de la fracture. Elle augmente rapidement pour atteindre une valeur presque constante à de grandes ouvertures.

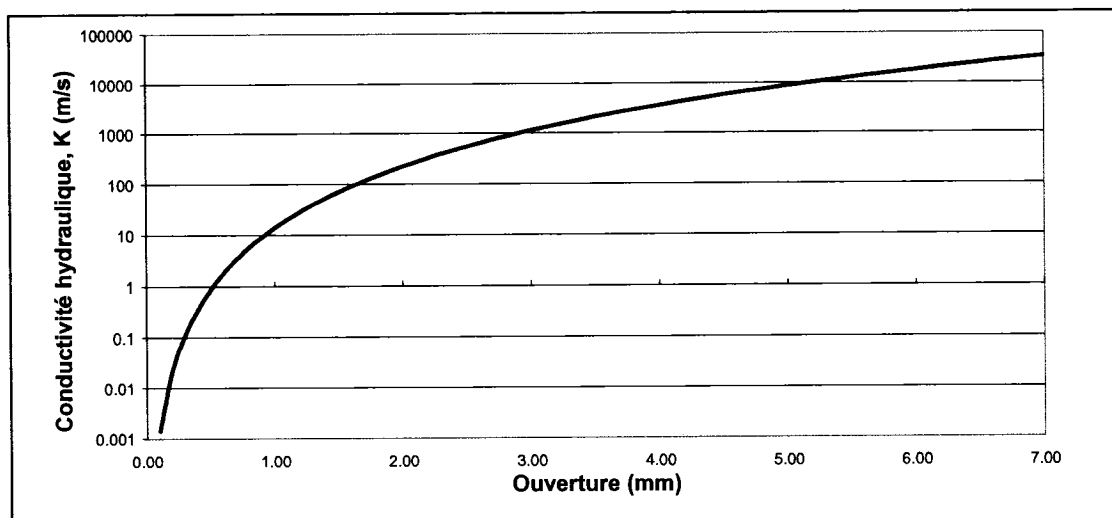


Figure 4.2 Variation de la conductivité hydraulique (K) en fonction de l'ouverture (d'après la loi cubique).

4.2 Application du Modèle CSDS_w aux résultats d'essais

4.2.1 Essais mécaniques et hydromécaniques de Lamontagne (2001)

A. Description générale

Lamontagne (2001) a effectué des essais mécaniques et hydromécaniques sur des répliques de fractures naturelles sous contrainte normale constante. Ainsi, Il a évalué le comportement directionnel de l'écoulement en fonction de la direction de cisaillement sur la fracture, du niveau de contrainte normale appliquée et des différentes phases de comportement mécanique de la fracture soumise au cisaillement.

B. Types d'échantillons

Les échantillons utilisés dans le cadre de cette étude sont des répliques de mortier d'un échantillon de granite contenant une fracture naturelle à mi-hauteur. Ces échantillons sont des cylindres d'un diamètre de 120 mm. Le matériau a une résistance en compression uniaxiale moyenne de 74,3 MPa.

C. Procédure expérimentale et résultats des essais

Plusieurs essais de cisaillement ont été effectués sous des contraintes normales constantes de 3, 5, 7 et 9 MPa et dans différentes directions. Pour chacun de ces essais, la vitesse de cisaillement était de 0,5 mm/minute. Pour les essais mécaniques, aucun débit d'injection n'agit sur la fracture. Pour les essais hydromécaniques, plusieurs niveaux d'injection ont été effectués à chaque pas de cisaillement (variant de 200 à 8000 cm³/h), ce qui représente un débit moyen de 4 litres par heure. L'ouverture hydraulique de la fracture est de 0.032 mm (Lamontagne 2001). Avec la relation entre le débit et la pression, il est possible de calculer la pression hydraulique moyenne qui agit dans la fracture (Lamontagne 2001) :

$$k_f e_h = -\frac{\mu}{2\pi} \ln \frac{r_i}{r_e} \frac{Q}{\Delta P} \quad (4.1)$$

$$\text{où} \quad T_{init} = 1.0986 \times 10^{-6} \left(\frac{Q}{\Delta P} \right) \quad (4.2)$$

avec T_{init} , la transmissivité intrinsèque initiale (cm³), P la pression (mbar) et Q le débit (l/h). À partir de ces équations, une pression hydraulique moyenne de 0,16 MPa dans la fracture est calculée.

Les résultats de ces essais mécaniques et hydromécaniques sont présentés aux figures 4.3 et 4.4 respectivement. Les résultats d'essais de cisaillement direct sur quatre échantillons différents et dans la même direction de cisaillement sont présentés. Ces courbes représentent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement, ainsi que la variation du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement.

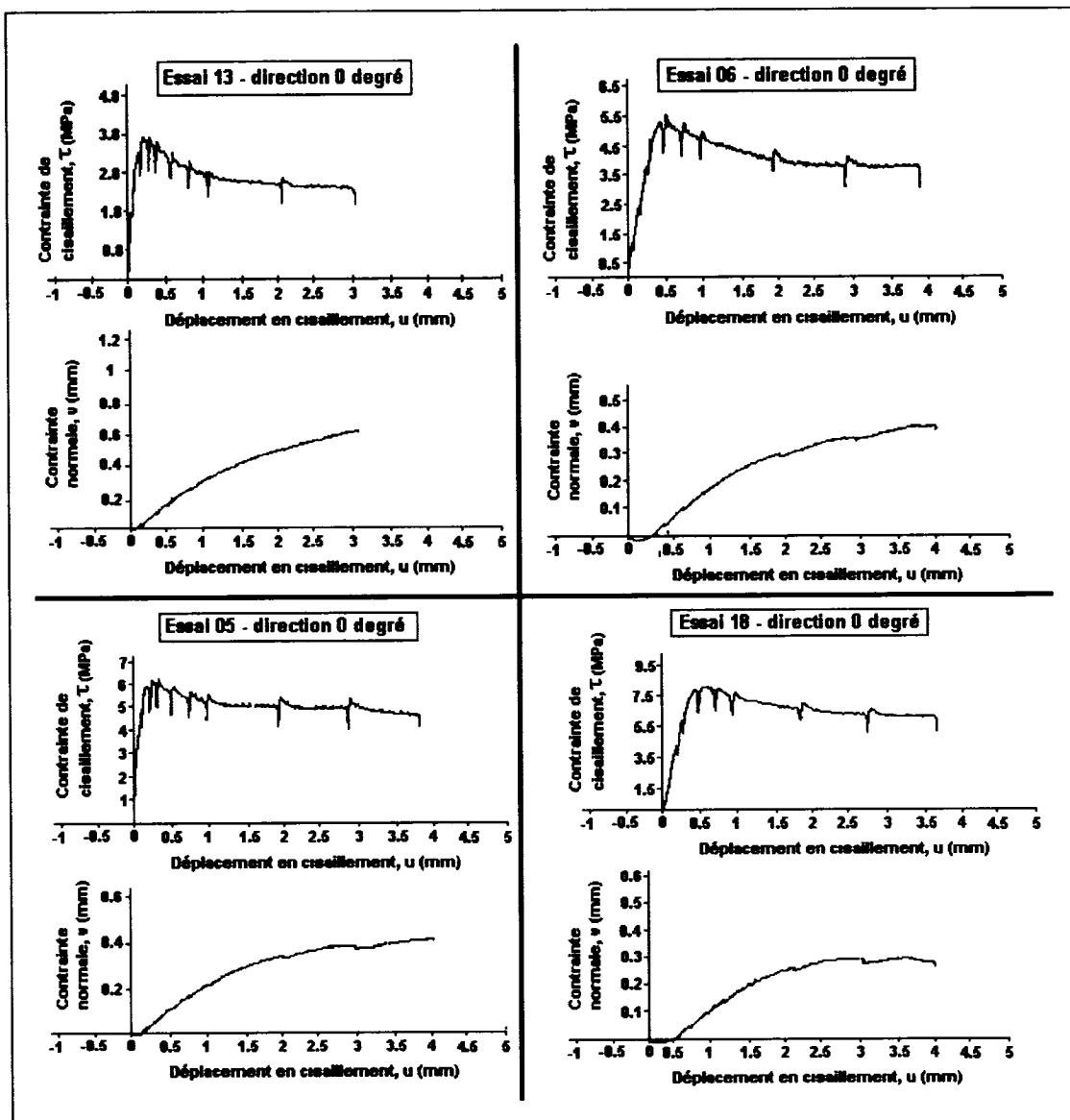


Figure 4.3 Résultats des essais mécaniques réalisés sur des répliques en mortier d'un échantillon de granite (d'après Lamontagne 2001).

D. Application du modèle $CSDS_w$

Dans le but d'évaluer si le modèle $CSDS_w$ représente bien le comportement mécanique, une comparaison avec des résultats d'essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante, a d'abord été

effectuée (voir figure 4.5). Les courbes obtenues du modèle représentent bien les courbes tirées des essais mécaniques de Lamontagne (2001).

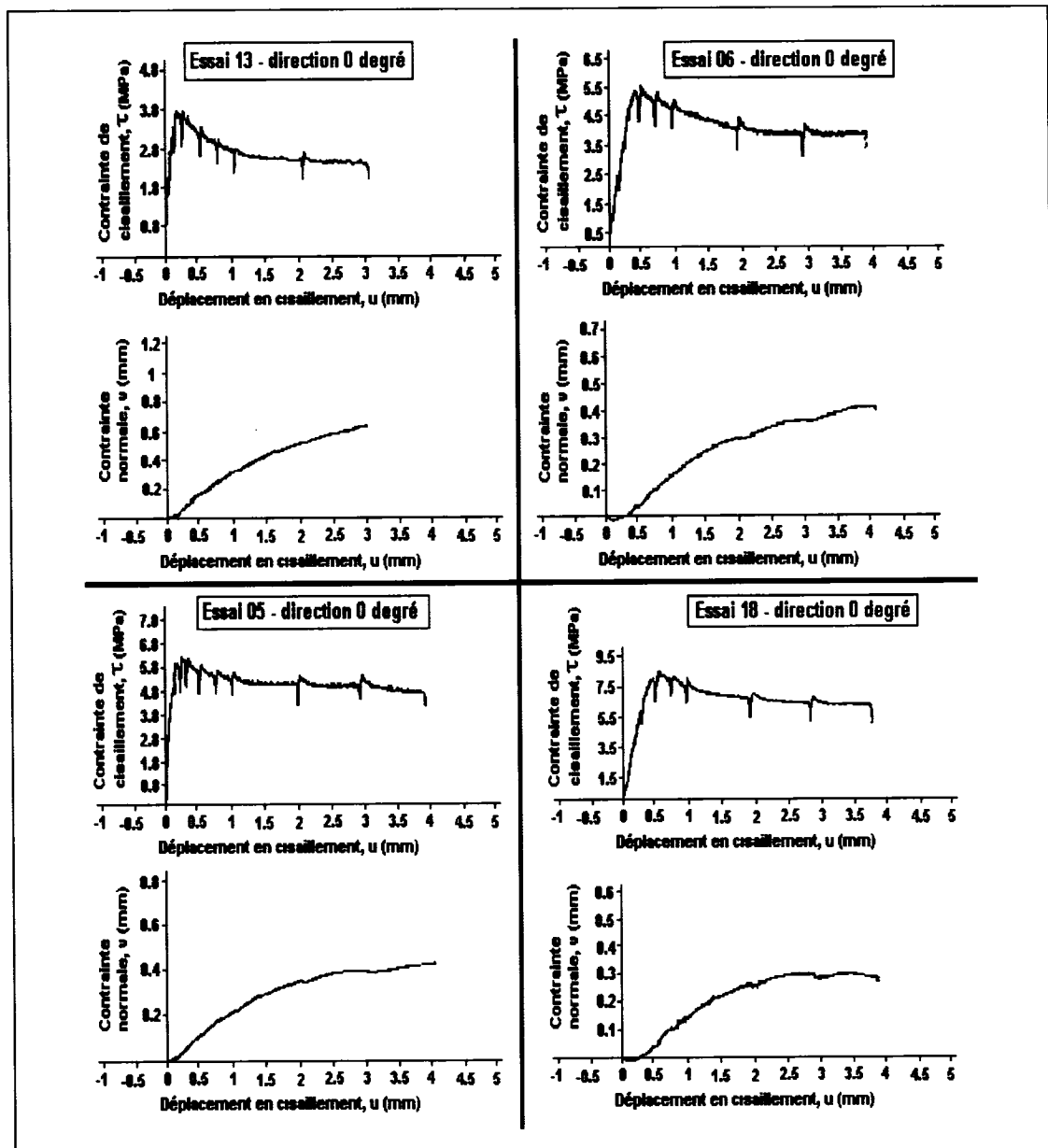


Figure 4.4 Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des répliques en mortier d'un échantillon de granite (d'après Lamontagne 2001).

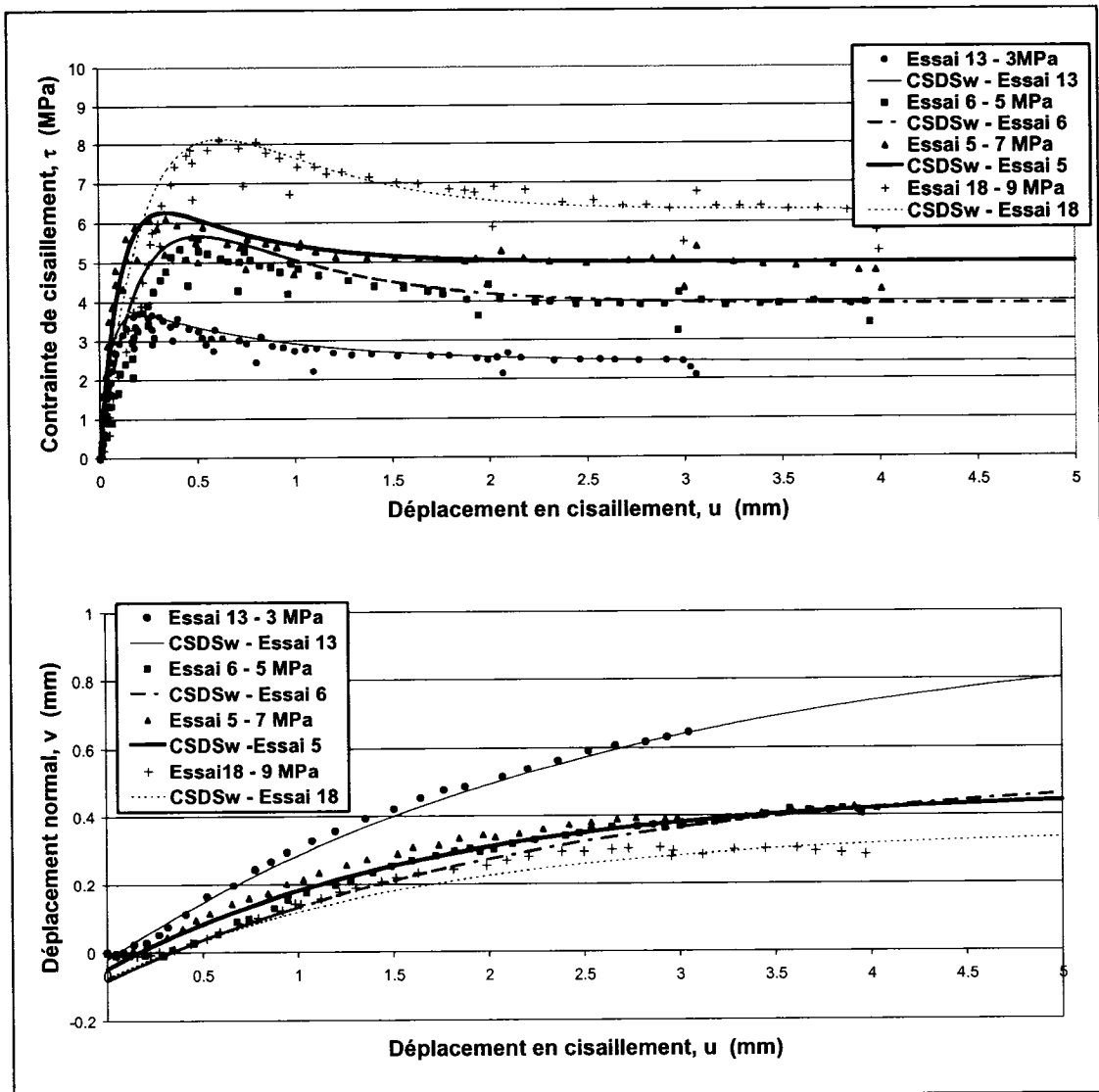


Figure 4.5 *Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Lamontagne 2001) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.1.*

Ensuite, une comparaison entre le modèle $CSDS_w$ et des résultats d'essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante, a été réalisée (voir figure 4.6). La comparaison montre que le modèle représente bien les résultats d'essais hydromécaniques réalisés en

laboratoire. Les tableaux 4.1 et 4.2 montrent respectivement les paramètres utilisés pour les calculs des courbes du modèle pour les essais mécaniques et hydromécaniques. Ces paramètres ont été obtenus à partir des informations tirées de la thèse de Lamontagne (2001) et de l'interprétation de ses résultats.

Tableau 4.1 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.5.

Caractéristiques de la discontinuité (essais mécaniques) et de l'essai				
	Essai 13	Essai 6	Essai 5	Essai 18
τ_r [MPa]	2,42	3,91	4,99	6,30
τ_p [MPa]	3,71	5,67	6,27	8,13
u_r [mm]	4,0	3,5	2,6	2,5
u_p [mm]	0,20	0,51	0,34	0,62
σ_n [MPa]	3,0	5,0	7,0	9,0
σ_T [MPa]	74,3	74,3	74,3	74,3
V_m [mm]	10	10	10	10
k_{ni} [MPa/mm]	-150	-150	-150	-120
i_o [degré]	16,0	13,0	16,0	16,0
Φ_r [degré]	39,0	38,0	35,5	35,0
Φ_b [degré]	36,5	38,0	30,0	32,0
Φ_o [degré]	36,0	37,0	30,0	32,0
S_o [MPa]	3,0	3,0	3,0	3,0

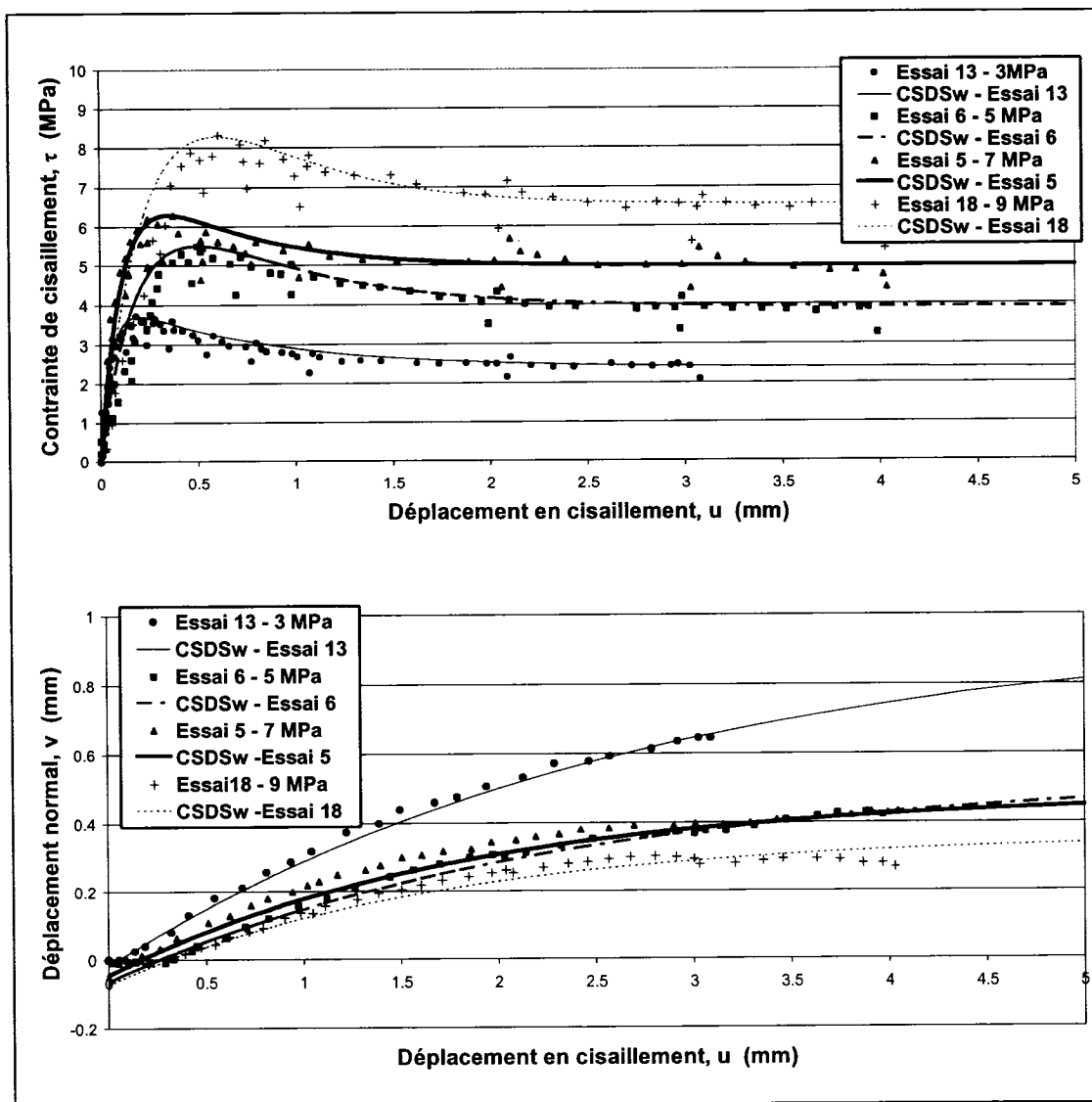


Figure 4.6 Le modèle CSDS_w appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Lamontagne 2001) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.6.

Caractéristiques de la discontinuité (essais hydromécaniques) et de l'essai				
	Essai 13	Essai 6	Essai 5	Essai 18
τ_r [MPa]	2,40	3,90	5,00	6,54
τ_p [MPa]	3,72	5,50	6,30	8,28
u_r [mm]	4,0	3,4	2,7	2,5
u_p [mm]	0,20	0,50	0,35	0,60
σ_n [MPa]	3,0	5,0	7,0	9,0
σ_T [MPa]	74,3	74,3	74,3	74,3
V_m [mm]	10	10	10	10
k_{ni} [Mpa/mm]	-150	-150	-150	-120
i_o [degré]	16,0	13,0	16,0	16,0
Φ_r [degré]	40,0	39,0	36,0	36,5
Φ_b [degré]	38,0	38,0	31,0	33,0
Φ_o [degré]	38,0	38,0	31,0	33,0
S_o [MPa]	3,0	3,0	3,0	3,0
P_w [MPa]	0,16	0,16	0,16	0,16

E. Analyse et discussion des résultats

Les résultats montrent que le modèle proposé représente bien les résultats d'essais de Lamontagne, autant au point de vue des essais mécaniques que des essais hydromécaniques. Ceci indique que le modèle CSDS_w reflète adéquatement le comportement mécanique (sans pression d'eau) et hydromécanique (avec pression d'eau) d'une fracture en cisaillement, sous une contrainte normale constante.

Bien que tous les essais aient été réalisés sur des répliques de mortier semblables et dans la même direction de cisaillement, un ajustement des paramètres a dû être fait pour chacune des courbes. On peut remarquer que les propriétés de chacune des discontinuités sont différentes, elles peuvent varier de quelques degrés puisque la fabrication des répliques de mortier peut entraîner des défauts qui peuvent influencer les paramètres, tant au point de vue des angles des aspérités, de leurs résistances ou de leurs angles de friction. Selon les essais de caractérisation des répliques de mortier, les résistances en compression uniaxiale, σ_T , représentant les épontes varient entre 65,6 et 89,5 MPa. Cette différence importante peut avoir engendré un comportement dilatant quelque peu différent par l'arasement de structures moins résistantes (Lamontagne 2001).

De plus, la pression hydraulique appliquée dans la fracture est une pression moyenne, puisque celle-ci varie en fonction des pas de cisaillement, cela peut aussi entraîner une différence dans l'ajustement des courbes.

4.2.2 Essais mécaniques et hydromécaniques de Olsson (1998)

A. Description générale

Dans le but de mieux comprendre le comportement hydromécanique des discontinuités géologiques, Olsson (1998) a effectué des essais mécaniques et hydromécaniques sur des répliques de fractures naturelles, sous contrainte normale constante et sous rigidité normale constante.

B. Types d'échantillons

Ces essais ont été effectués sur des répliques de mortier d'un échantillon de granite contenant une fracture naturelle à sa mi-hauteur. Ces échantillons sont des cylindres d'un diamètre de 198 mm, composés de béton haute résistance (Densitop® T2) avec une résistance en compression uniaxiale moyenne de 200 MPa.

C. Procédure expérimentale et résultats des essais

Plusieurs essais de cisaillement ont été effectués sous des contraintes normales de 2 et 4 MPa avec trois modes de chargement différents ; contrainte

normale constante où $K=0$ MPa/mm et rigidité normale constante où $K=1,2$ MPa/mm et $K=2,4$ MPa/mm. Pour chacun de ces essais, la vitesse de cisaillement était de 1,2 mm/minute. Pour les essais mécaniques, aucun débit d'injection n'agit sur la fracture. Pour les essais hydromécaniques une pression hydraulique constante, sans écoulement, de 0,04 MPa est imposée dans la fracture.

Les résultats de ces essais mécaniques et hydromécaniques réalisés par Olsson, pour chacun des modes de chargement, sont présentés à l'annexe 1.

D. Application du modèle $CSDS_w$

Essais à Contrainte Normale Constante

Dans le but d'évaluer si le modèle $CSDS_w$ représente bien le comportement mécanique d'une discontinuité en cisaillement, une comparaison entre le modèle et des résultats d'essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante a d'abord été effectuée (voir figure 4.7). Sous une contrainte normale constante, les courbes du modèle représentent bien le comportement mécanique pour ces essais de cisaillement. Ensuite, une comparaison entre le modèle $CSDS_w$ et des résultats d'essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante a été réalisée (voir figure 4.8).

Les courbes du modèle représentent bien le comportement de ces essais de laboratoire lorsqu'il y a présence d'une pression d'eau à l'intérieur de la fracture. Les tableaux 4.3 et 4.4 montrent, respectivement, les paramètres ajustés utilisés pour les courbes du modèle pour les essais mécaniques et hydromécaniques. Ces paramètres ont été obtenus à partir des paramètres dans la thèse de Olsson (1998) et par l'interprétation des courbes qu'il a obtenues en laboratoire.

Puisque les courbes ont été calculées à partir de paramètres ajustés, une autre comparaison est réalisée avec des paramètres moyens. Les résultats sont présentés à la figure 4.9. Les ajustements des courbes sont moins représentatifs du comportement hydromécanique des essais réalisés en laboratoire, comparés au cas où les paramètres des courbes sont ajustés individuellement. Néanmoins, les courbes décrivent assez bien le comportement hydromécanique lorsque la contrainte normale demeure constante, tant au point de vue de la contrainte de cisaillement en fonction

du déplacement en cisaillement que du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement. Les paramètres moyens utilisés pour l'ajustement de ces courbes sont présentés au tableau 4.5.

Rigidité Normale Constante

Une autre série de comparaisons mécaniques et hydromécaniques a été réalisée, pour des essais à rigidité normale constante. Les résultats sont présentés aux figures 4.10 et 4.11. Les courbes du modèle représentent bien les courbes des essais de laboratoire avec rigidité normale constante de Olsson (1998), tant au point des courbes de la contrainte de cisaillement que celles du déplacement normal. Les tableaux 4.6 et 4.7 montrent respectivement les paramètres ajustés utilisés pour les calculs des courbes du modèle pour les essais mécaniques et hydromécaniques. Ceux-ci ont été obtenus à partir des paramètres dans la thèse de Olsson (1998) et par l'interprétation des courbes qu'il a obtenues en laboratoire.

Puisque dans les deux cas précédents l'ajustement des paramètres est réalisé pour chacune des courbes, une autre comparaison est accomplie avec des paramètres moyens pour chacune des courbes. Les résultats sont présentés à la figure 4.12. Les courbes représentent bien le comportement hydromécanique lorsque la rigidité normale demeure constante. L'ajustement est cependant plus précis si les paramètres sont ajustés individuellement. Les paramètres moyens utilisés pour l'ajustement de ces courbes sont présentés au tableau 4.8.

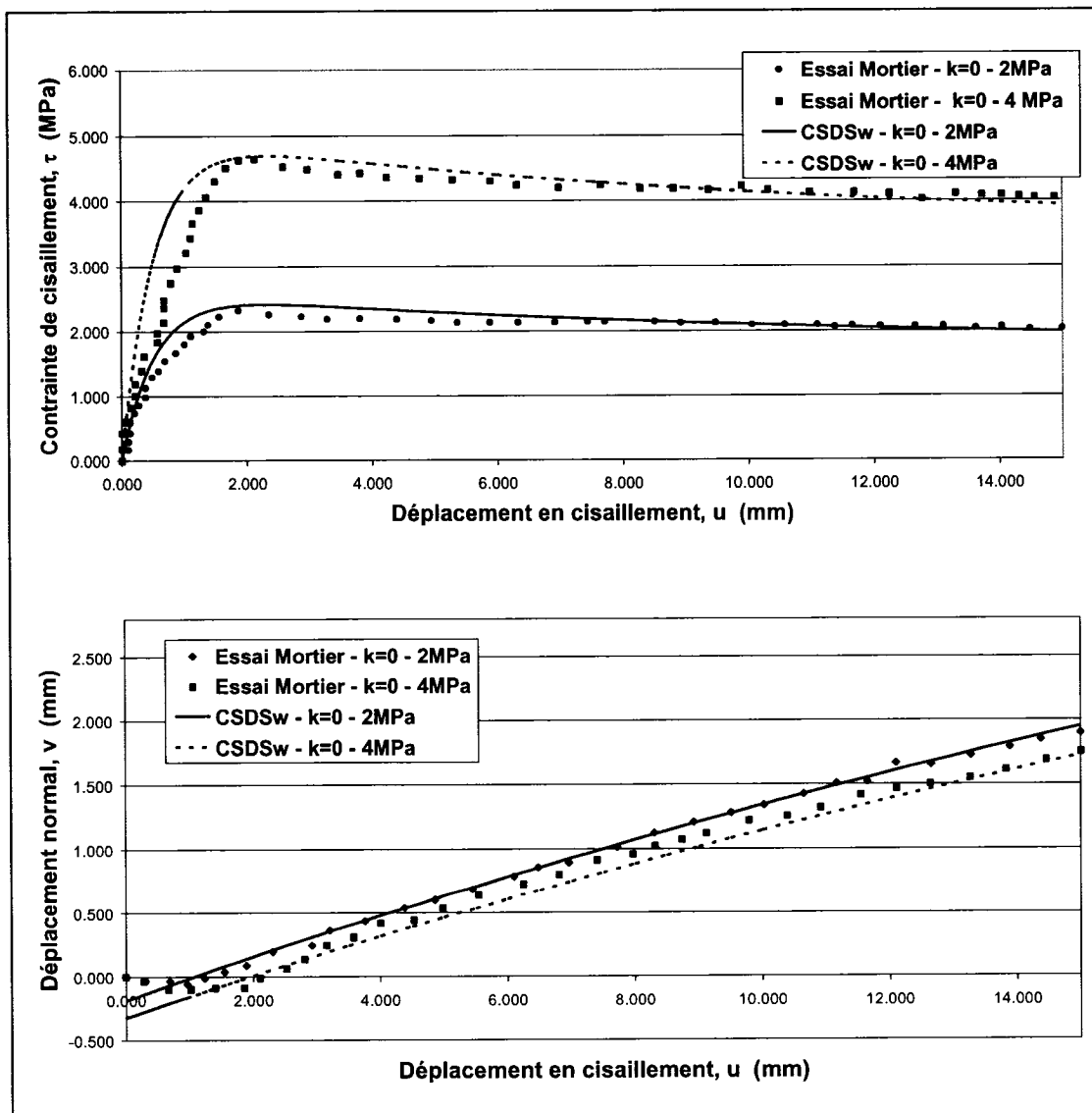


Figure 4.7 *Le modèle CSDSw appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.3.*

Tableau 4.3 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.7.

Caractéristiques de la discontinuité (essais mécaniques) et de l'essai		
	$\sigma_n=2\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$	$\sigma_n=4\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$
τ_r [MPa]	2	4
τ_p [MPa]	2,40	4,7
u_r [mm]	50	50
u_p [mm]	2,3	2,3
σ_n [MPa]	2,0	4,0
σ_t [MPa]	200	200
V_m [mm]	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-50	-40
i_o [degré]	7,2	7,0
Φ_r [degré]	45,0	42,0
Φ_b [degré]	40,0	41,5
Φ_o [degré]	40,0	40,0
S_o [MPa]	15	10

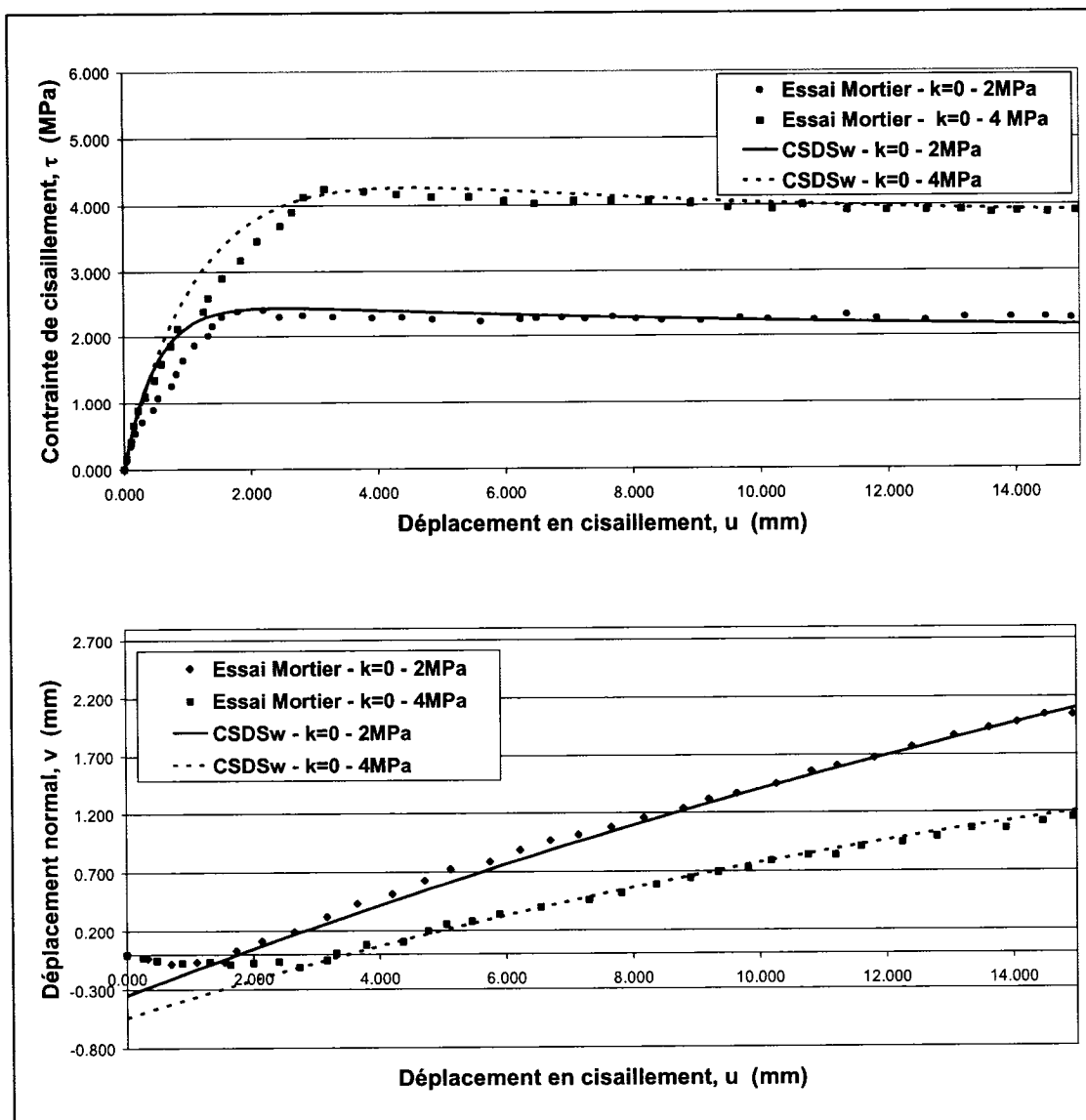


Figure 4.8 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.8.

Caractéristiques de la discontinuité (essais hydromécaniques) et de l'essai		
	$\sigma_n=2\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$	$\sigma_n=4\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$
τ_r [MPa]	2,3	4
τ_p [MPa]	2,4	4,25
u_r [mm]	50	28
u_p [mm]	2,5	4,5
σ_n [MPa]	2	4
σ_T [MPa]	200	200
V_m [mm]	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-25	-25
i_o [degree]	8	7
Φ_r [degré]	45,0	44,0
Φ_b [degré]	41,0	39,0
Φ_o [degré]	41,0	30,0
S_o [MPa]	15	15
P_w [MPa]	0,04	0,04

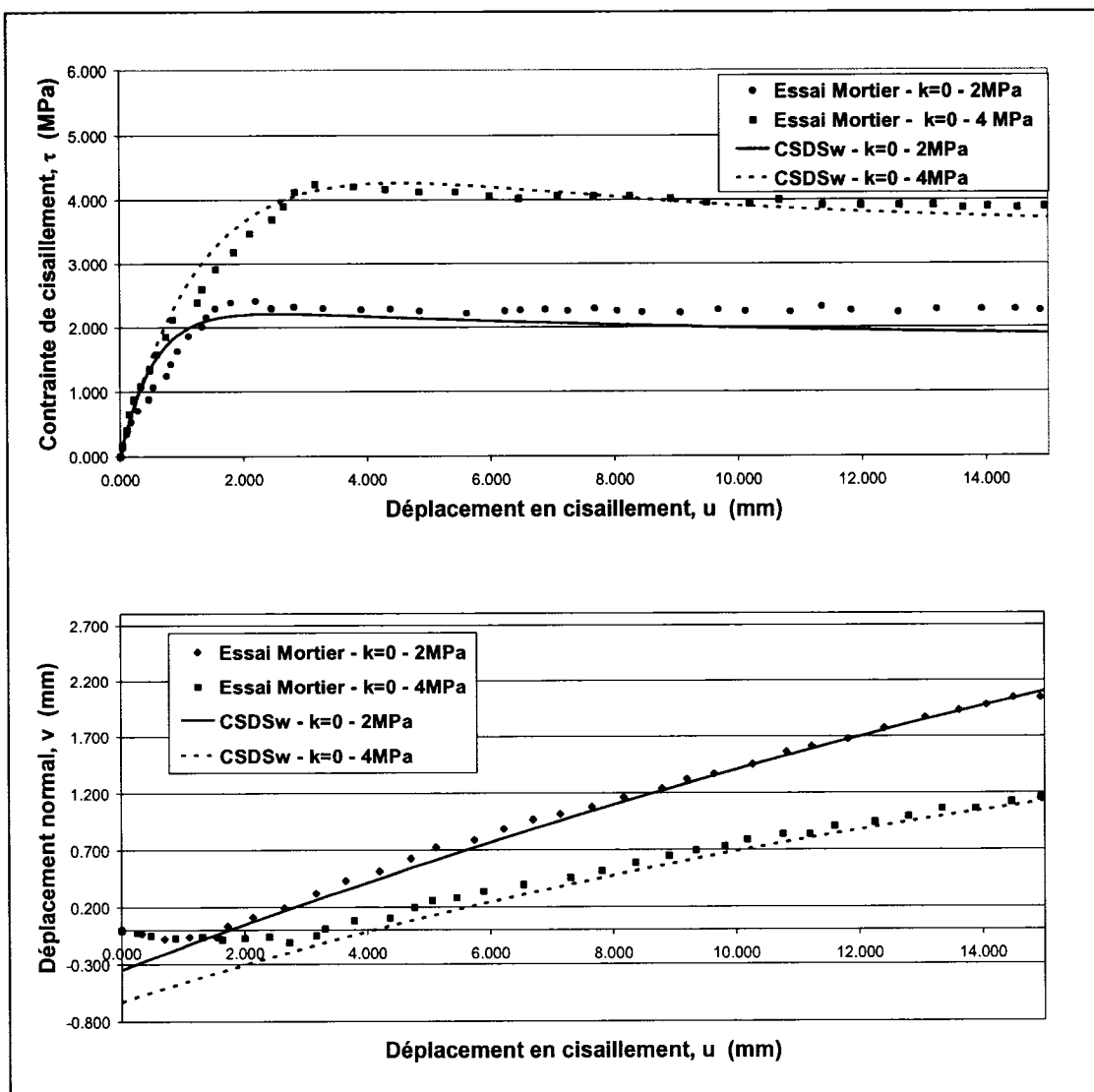


Figure 4.9 Le modèle $CSDS_w$, avec paramètres moyens, appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres moyens du modèle sont donnés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 Paramètres moyens du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.9.

Caractéristiques de la discontinuité (essais hydromécaniques) et de l'essai PARAMÈTRES MOYENS		
	$\sigma_n=2\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$	$\sigma_n=4\text{MPa}$ $K=0\text{MPa/mm}$
τ_r [MPa]	2,3	4
τ_p [MPa]	2,4	4,25
u_r [mm]	50	28
u_p [mm]	2,5	4,5
σ_n [MPa]	2	4
σ_T [MPa]	200	200
V_m [mm]	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-5	-5
i_o [degré]	8,0	8,0
Φ_r [degré]	42,0	42,0
Φ_b [degré]	39,0	39,0
Φ_o [degré]	30,0	30,0
S_o [MPa]	10	10
P_w [MPa]	0,04	0,04

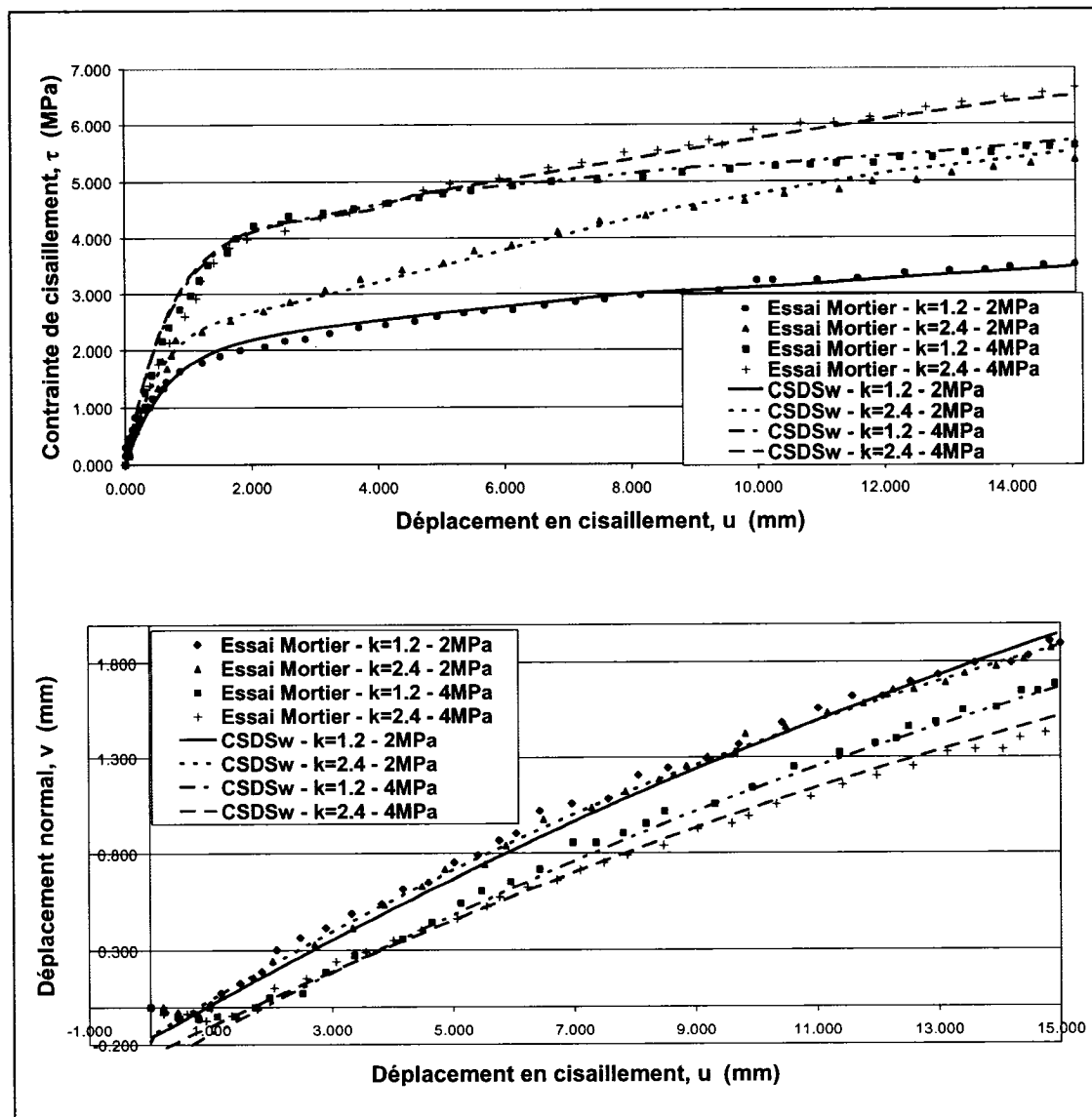


Figure 4.10 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais mécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 Données du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.10.

Caractéristiques de la discontinuité (essais mécaniques) et de l'essai				
	2 MPa K=1.2	2 MPa K=2.44	4 MPa K=1.2	4 MPa K=2.44
τ_r [MPa]	1,70	1,70	3,70	3,50
τ_p [MPa]	1,80	2,10	4,30	3,90
u_r [mm]	50,00	35,00	42,00	50,00
u_p [mm]	2,50	2,00	3,20	3,00
σ_n [MPa]	2,0	2,0	4,0	4,0
σ_t [MPa]	200	200	200	200
V_m [mm]	3	3	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-10	-10	-10	-12
i_o [degré]	8,0	9,5	8,0	7,5
K [MPa/mm]	1,2	2,4	1,2	2,4
Φ_r [degré]	38,0	42,0	43,0	42,0
Φ_b [degré]	35,0	42,0	38,0	40,0
Φ_o [degré]	30,0	35,0	30,0	30,0
S_o [MPa]	10	10	10	10

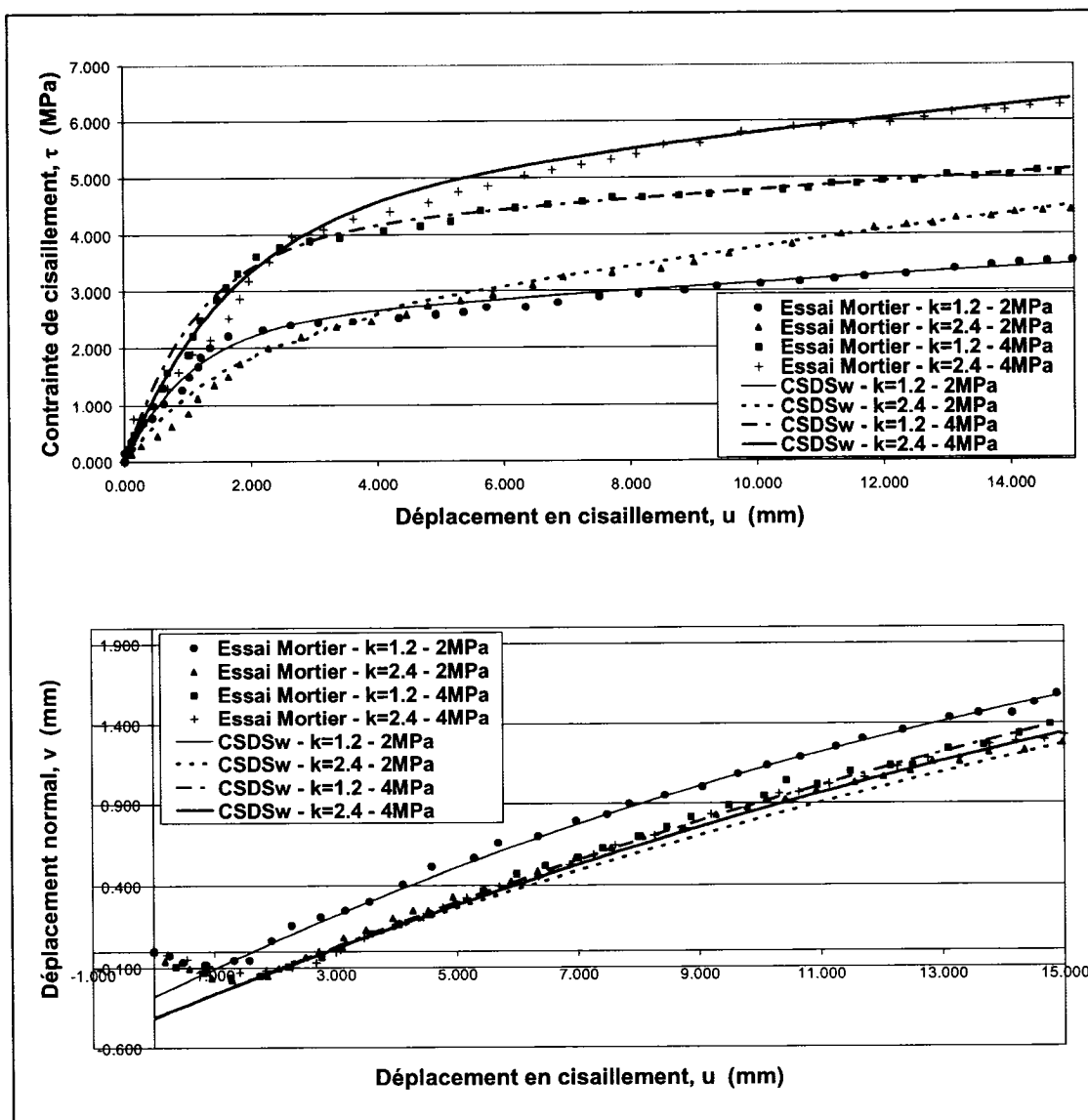


Figure 4.11 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7 Données du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.11.

Caractéristiques de la discontinuité (essais hydromécaniques) et de l'essai				
	2 MPa K=1.2	2 MPa K=2.44	4 MPa K=1.2	4 MPa K=2.44
τ_r [MPa]	1,80	1,70	3,70	3,60
τ_p [MPa]	2,10	1,80	3,90	3,70
u_r [mm]	30	30	50	50
u_p [mm]	3,0	4,1	4,5	4,5
σ_n [MPa]	2,0	2,0	4,0	4,0
σ_t [MPa]	200	200	200	200
V_m [mm]	3	3	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-5	-3	-7	-6
i_o [degré]	8,5	8,9	7,2	8,0
K [MPa/mm]	1,2	2,4	1,2	2,4
Φ_r [degré]	41,0	44,0	40,7	38,0
Φ_b [degré]	37,0	41,0	37,0	38,0
Φ_o [degré]	30,0	30,0	30,0	30,0
S_o [MPa]	10	10	10	10
P_w [MPa]	0,04	0,04	0,04	0,04

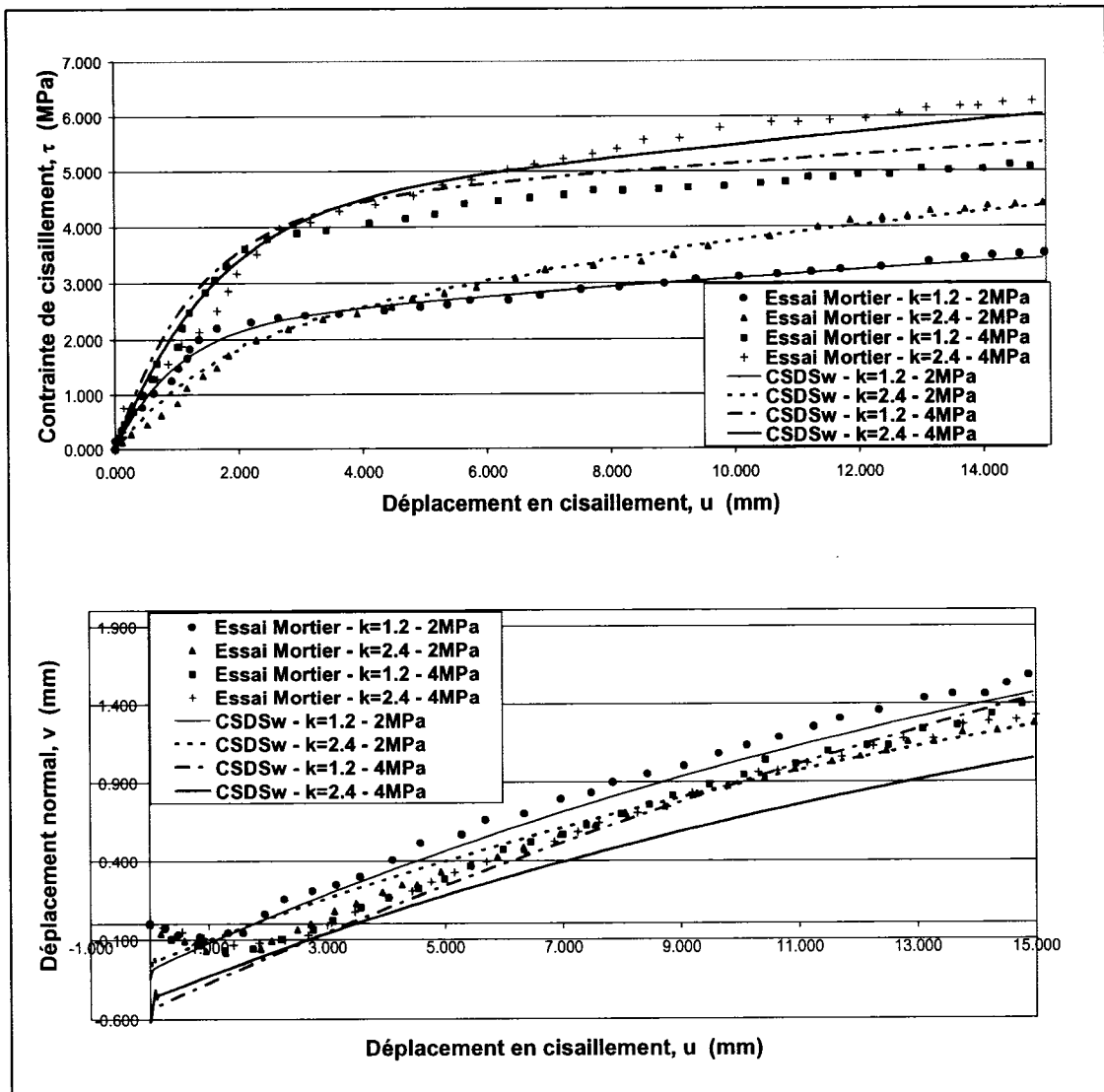


Figure 4.12 Le modèle CSDSw avec paramètres moyens appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une rigidité normale constante (données de Olsson 1998) ; les paramètres moyens du modèle sont donnés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 Paramètres moyens du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.12.

Caractéristiques de la discontinuité (essais hydromécaniques) et de l'essai PARAMÈTRES MOYENS				
	2 MPa K=1.2	2 MPa K=2.44	4 MPa K=1.2	4 MPa K=2.44
τ_r [MPa]	1,80	1,70	3,70	3,60
τ_p [MPa]	2,10	1,80	3,90	3,70
u_r [mm]	30	30	50	50
u_p [mm]	3,0	4,1	4,5	4,5
σ_n [MPa]	2,0	2,0	4,0	4,0
σ_T [MPa]	200	200	200	200
V_m [mm]	3	3	3	3
k_{ni} [Mpa/mm]	-5	-5	-5	-5
i_o [degré]	8,0	8,0	8,0	8,0
K [MPa/mm]	1,2	2,4	1,2	2,4
Φ_r [degré]	42,0	42,0	42,0	42,0
Φ_b [degré]	39,0	39,0	39,0	39,0
Φ_o [degré]	30,0	30,0	30,0	30,0
S_o [MPa]	10	10	10	10
P_w [MPa]	0,04	0,04	0,04	0,04

E. Analyse et discussion des résultats

Le modèle $CSDS_w$ représente bien le comportement mécanique et hydromécanique des discontinuités en cisaillement, selon les résultats des essais de laboratoire de Olsson (1998), tant sous contrainte normale constante que sous rigidité normale constante.

Toutefois, puisque les propriétés des échantillons testés peuvent varier, un ajustement des paramètres a été fait pour certaines des courbes. Les valeurs de l'angle des aspérités, de la résistance de l'échantillon ou des angles de friction peuvent varier d'un échantillon à l'autre. Olsson (1998) mentionne qu'il peut y avoir eu une rotation de l'échantillon de quelques degrés lors du chargement initial et les discontinuités pouvaient parfois être désenchevêtrées lors de la mise en place. Ceci peut donc entraîner une différence dans les paramètres lors de l'ajustement des courbes. Les courbes déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement, tirées des résultats de Olsson (1998), sont les valeurs moyennes de différentes jauges (« LVDT ») placées sur l'échantillon, le déplacement normal peut donc varier de plusieurs millimètres selon l'orientation des prises de lecture.

L'ajustement des courbes du modèle $CSDS_w$ avec les paramètres moyens a montré que le comportement hydromécanique en cisaillement d'une discontinuité est bien représenté tant sous contrainte normale constante que sous rigidité normale constante. La différence dans l'ajustement avec les paramètres moyens peut être due à différentes causes, comme celles mentionnées ci-dessus.

4.2.3 Essais hydromécaniques de Esaki et al. (1999)

A. Description

Les travaux d'Esaki et al. (1999) ont consisté au développement d'un appareil d'essai pour le couplage entre le cisaillement et l'écoulement afin d'étudier les effets de la dilatance et de la déformation en cisaillement sur la conductivité hydraulique. La technique d'essai ainsi développée permet d'effectuer des essais sur des fractures naturelles ou artificielles, sous une contrainte normale constante, avec un déplacement en cisaillement variable.

B. Types d'échantillons

Les échantillons de granite utilisés dans cette étude ont les propriétés suivantes :

- masse volumique : 2,61 g/cm³ ;
- porosité : 0,37% ;
- résistance en compression uniaxiale (C_0 ou σ_c): 162 MPa.

Les échantillons ont une longueur de 120 mm, une largeur de 100 mm et une hauteur de 80 mm. Chaque échantillon contient une entaille de 10 mm de profondeur par 1 mm de largeur à la mi-hauteur (40 mm) afin de pouvoir créer, préalablement aux essais, une fracture artificielle. Afin de créer cette fracture artificielle, une charge horizontale (environ 60 kN) est appliquée sur des coins d'acier (pour contrôler correctement l'ouverture de la fracture créée) après avoir appliqué une charge normale (environ 200 kN) sur l'échantillon. La charge normale appliquée est ensuite réduite graduellement pendant la fracturation alors que la charge horizontale est maintenue constante. Donc, l'échantillon est fracturé dans des conditions stables, sans causer de vibrations et de rupture violente. La fracture ainsi créée a une ouverture initiale de 0.15 mm. L'aire du plan de cisaillement est de 100 mm X 80 mm. Les échantillons utilisés pour les essais hydromécaniques ont un trou de 6 mm de diamètre au centre de la partie inférieure pour l'injection (figure 4.13).

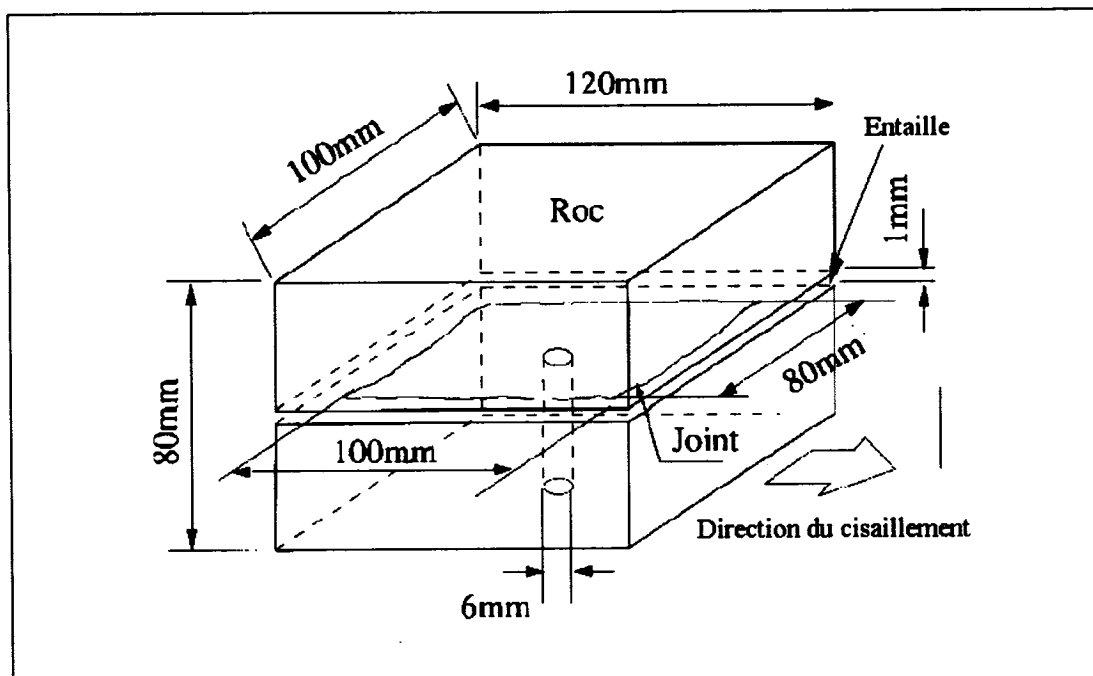


Figure 4.13 Échantillon typique utilisé pour les essais hydromécaniques (d'après Esaki et al. 1999).

C. Procédure expérimentale et résultats des essais

Les essais hydromécaniques ont été effectués sous des contraintes normales constantes allant de 1 à 20 MPa. Premièrement, la contrainte normale est appliquée jusqu'à la valeur voulue et, par la suite, la contrainte de cisaillement est appliquée à un taux de 0,1 mm par seconde jusqu'à un déplacement maximal de 20mm. La procédure est répétée dans la direction opposée avec la même contrainte normale constante. Pendant les essais, un écoulement est présent dans la fracture. La charge imposée est de cinq millimètres, ce qui correspond à une pression hydraulique de 5×10^{-5} MPa.

Les résultats obtenus pour les essais hydromécaniques sur les fractures de granite sont présentés à la figure 4.14. Les courbes de la variation de la contrainte de cisaillement de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement ainsi que la variation du déplacement normal de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement pour chacun des essais réalisés y sont présentées.

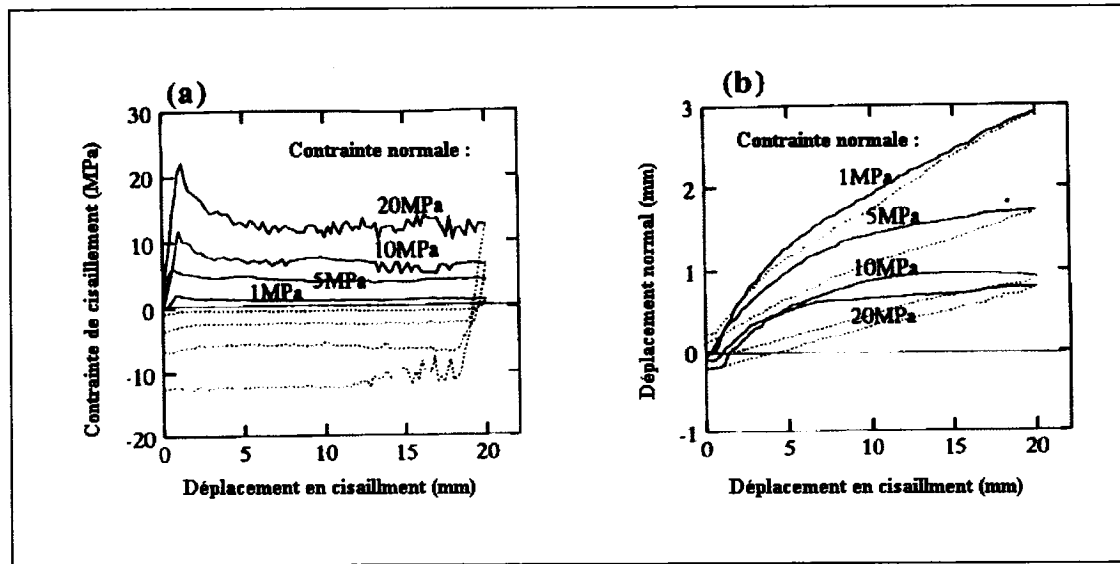


Figure 4.14 Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des échantillons de granite avec une fracture créée artificiellement ; (a) Contrainte de cisaillement de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement, (b) déplacement normal de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement (d'après Esaki et al. 1999).

D. Application du modèle $CSDS_w$

Pour vérifier si le modèle $CSDS_w$ peut bien représenter le comportement hydromécanique de telles discontinuités géologiques, une comparaison entre le modèle proposé et des résultats provenant de la littérature a été effectuée.

La figure 4.15 montre la comparaison entre le modèle $CSDS_w$ et des résultats d'essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante. Pour chacun des essais, les courbes obtenues du modèle représentent bien les résultats des essais de laboratoire. Le tableau 4.9 montre les paramètres utilisés pour les calculs des courbes du modèle. Ces paramètres proviennent de l'article publié par Esaki et al. (1999), et de l'interprétation des courbes obtenues des essais de laboratoires.

E. Analyse et discussion des résultats

Ici encore, on remarque une très bonne description des essais avec les paramètres ajustés dans la comparaison du modèle proposé avec les essais effectués par Esaki et al. (1999). Un ajustement des paramètres a été fait pour chacune des courbes. La formation des fractures créées artificiellement sur des échantillons de roche naturelle entraîne nécessairement des différences dans les valeurs des paramètres d'un échantillon à l'autre, tant au point de vue des angles des aspérités, de la résistance ou des angles de friction de la discontinuité.

On peut remarquer que l'essai effectué à une contrainte normale de 10 MPa se déforme moins à l'origine que l'essai effectué à une contrainte normale de 20 MPa, ce qui serait anormal si le matériau était identique.

4.2.4 Essais hydromécaniques de Lee et Cho (2002)

A. Description générale

Un appareil d'essai hydromécanique, qui est capable de mesurer le débit, le déplacement normal et le déplacement en cisaillement pour une fracture, a été conçu pour investiguer le comportement hydraulique des fractures (Lee et Cho 2002).

B. Types d'échantillons

Deux types de roc de propriétés mécaniques différentes, un granite ($\sigma_c=151$ MPa) et un marbre ($\sigma_c=72$ MPa), ont été sélectionnés comme matériau d'essai. Les échantillons de roche intacts ont une longueur de 160 mm, une largeur de 120 mm et une hauteur de 120 mm. Une fracture artificielle, à la mi-hauteur des spécimens, est créée par fendage sous une contrainte de traction induite. Les deux côtés de la partie supérieure des échantillons ont été réduits d'environ 20 mm de longueur afin de maintenir la surface de contact constante durant les essais (voir figure 4.16) (Lee et Cho 2002).

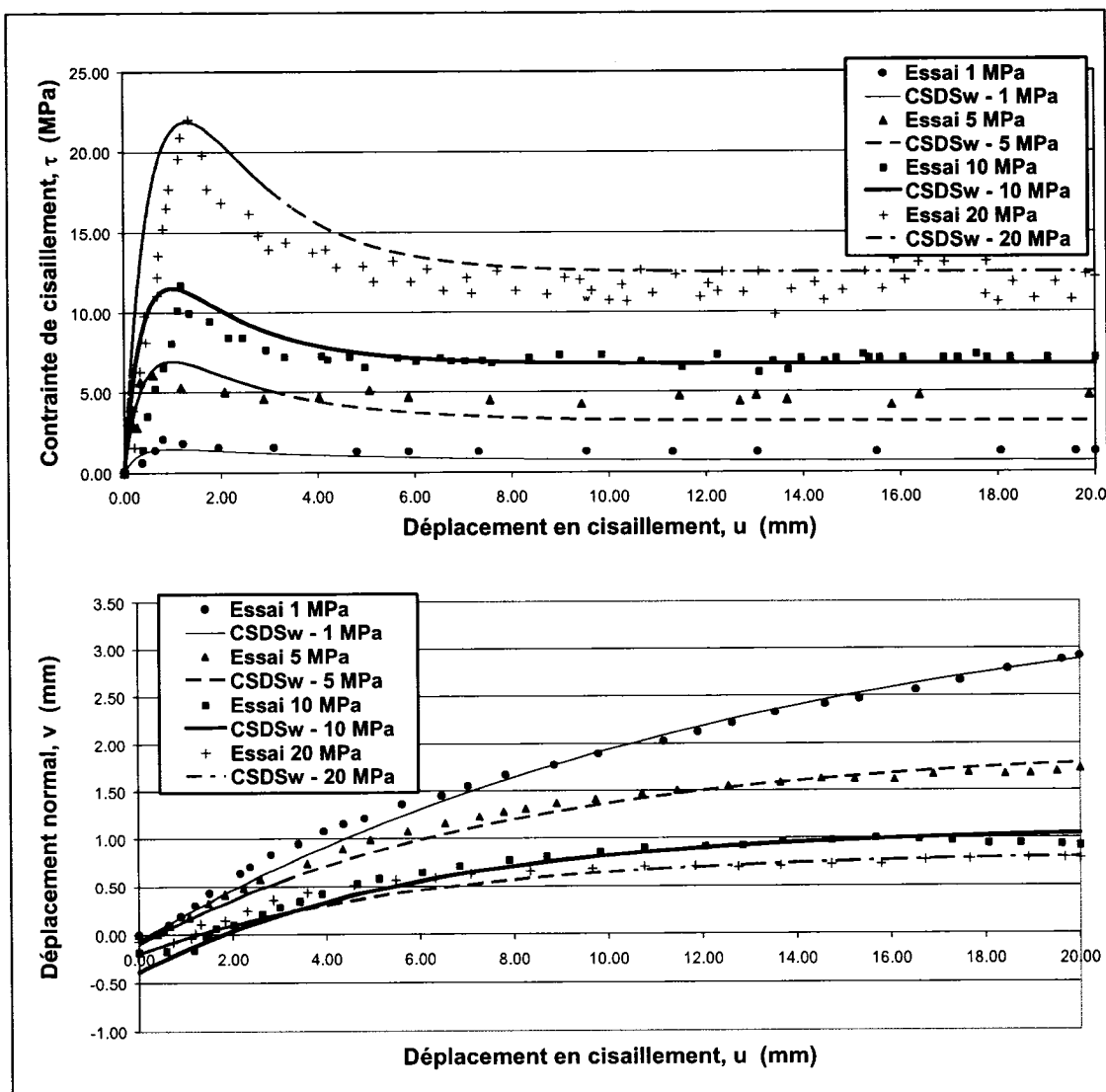


Figure 4.15 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Esaki et al. 1999) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.15.

Caractéristiques de la discontinuité et de l'essai				
	1 MPa	5 MPa	10 MPa	20 MPa
τ_r [MPa]	0,62	3,12	6,75	12,50
τ_p [MPa]	1,45	6,93	11,53	21,85
u_r [mm]	20,0	12,0	9,0	9,0
u_p [mm]	1,0	1,0	1,0	1,3
σ_n [MPa]	1,0	5,0	10,0	20,0
σ_T [MPa]	162	162	162	162
V_m [mm]	10	10	10	10
k_{ni} [Mpa/mm]	-50	-50	-25	-150
i_o [degré]	11	11	12	11
Φ_r [degré]	32,0	32,0	34,0	32,0
Φ_b [degré]	42,0	42,0	37,0	38,0
Φ_o [degré]	40,0	40,0	35,0	40,0
S_o [MPa]	15	15	15	15
P_w [MPa]	5×10^{-5}	5×10^{-5}	5×10^{-5}	5×10^{-5}

C. Procédure expérimentale et résultats des essais

Les essais hydromécaniques ont été effectués avec des contraintes normales constantes de 1, 2 et 3 MPa. La pression hydraulique est gardée constante à chaque déplacement en cisaillement d'environ 1 mm. La pression hydraulique appliquée dans la fracture a été variée de 4,91 kPa à 19,64 kPa. Un schéma de l'assemblage de la boîte de cisaillement est montré à la figure 4.16 (Lee et Cho 2002).

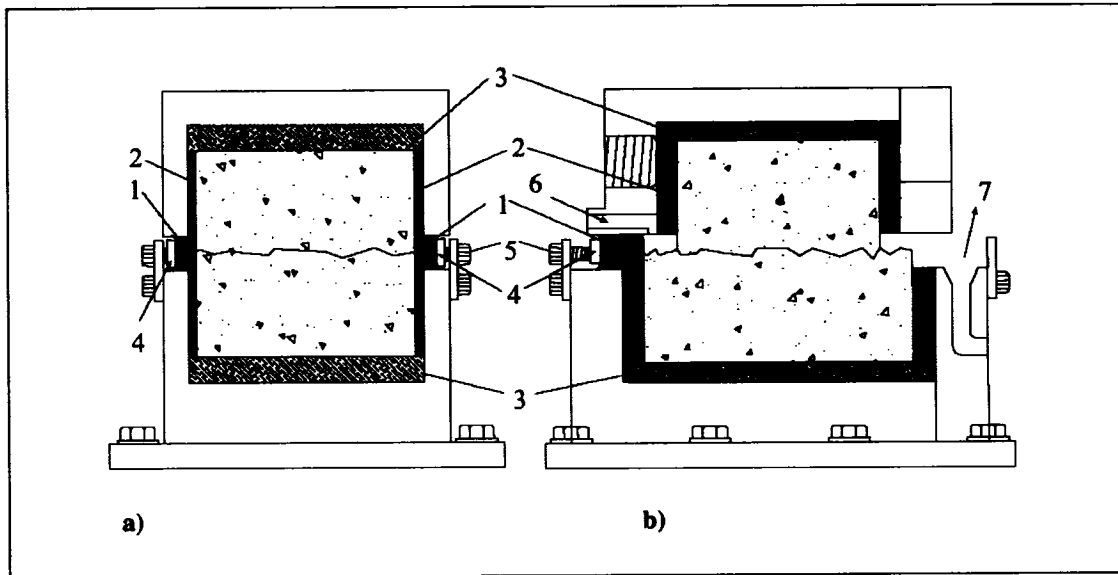


Figure 4.16 Schéma de l'assemblage de la boîte de cisaillement ; (a) Vue de face ; (b) Vue de côté ; 1 : caoutchouc ; 2 : Coulis « diastone » et gel silicone ; 3 : plateau ; 4 : plateau de réaction ; 5 : boulon ; 6 : admission d'eau ; 7 : sortie d'eau (d'après Lee et Cho 2002).

Les résultats obtenus pour les essais hydromécaniques sur les fractures de granite (série GH) et de marbre (série MH) sont présentés à la figure 4.17. Ces figures présentent les courbes de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement et la variation du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement pour les fractures dans un granite et dans un marbre avec différents niveaux de contrainte normale.

D. Application du modèle $CSDS_w$

Les figures 4.18 et 4.19 montrent une comparaison entre les courbes calculées avec le modèle $CSDS_w$ et les résultats d'essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante. La pression hydraulique appliquée variant de 4,91 kPa à 19,64 kPa, il a été choisi d'utiliser les données pour 19,41 kPa, puisque celle-ci a une grande influence sur la contrainte normale appliquée.

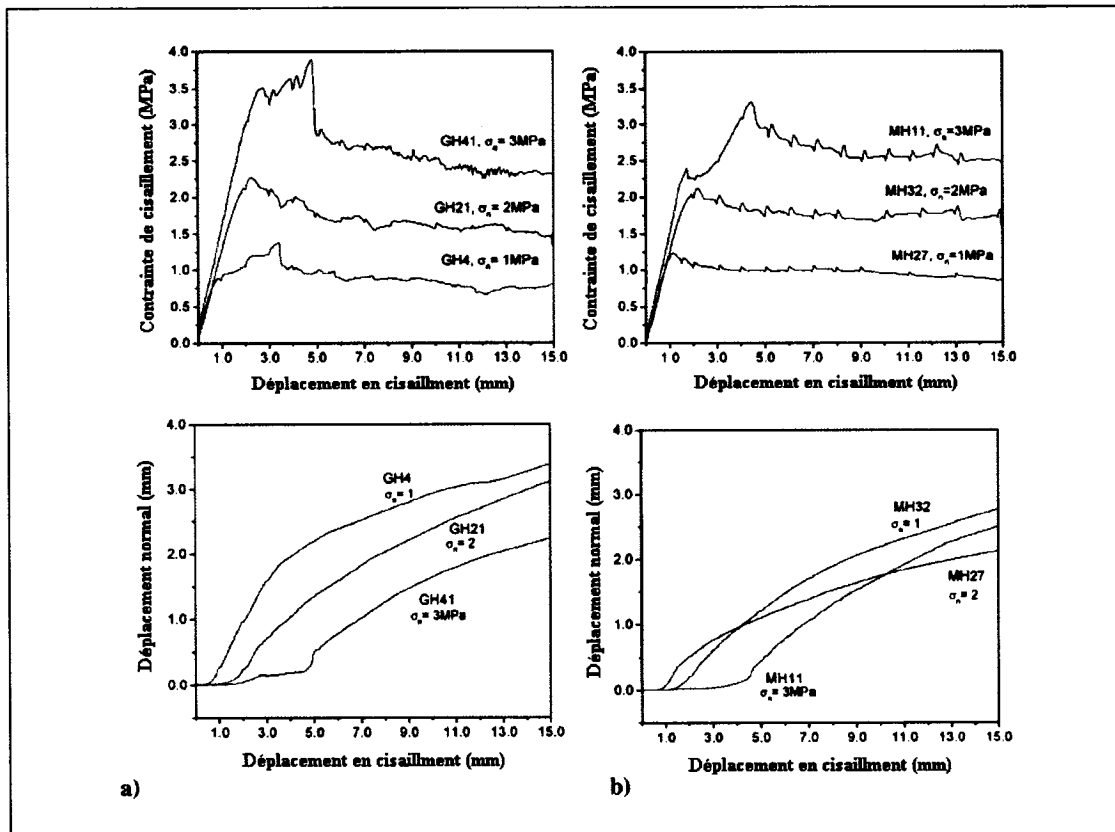


Figure 4.17 Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des échantillons de granite (a) et de marbre (b) (d'après Lee et Cho 2002).

Le tableau 4.10 montre les paramètres utilisés pour les calculs des courbes du modèle. Ceux-ci proviennent de l'article de Lee et Cho (2002), et de l'interprétation des courbes obtenues des essais de laboratoire.

E. Analyse et discussion des résultats

À nouveau, les résultats montrent que le modèle proposé décrit bien les essais de Lee et Cho (2002). Les propriétés de chaque échantillon varient car les fractures, créées artificiellement, n'ont pas les mêmes caractéristiques (comme par exemple l'angle des aspérités, les angles de friction et la résistance en compression uniaxiale des épontes de la fracture). Un ajustement a donc dû être fait pour chacune des courbes.

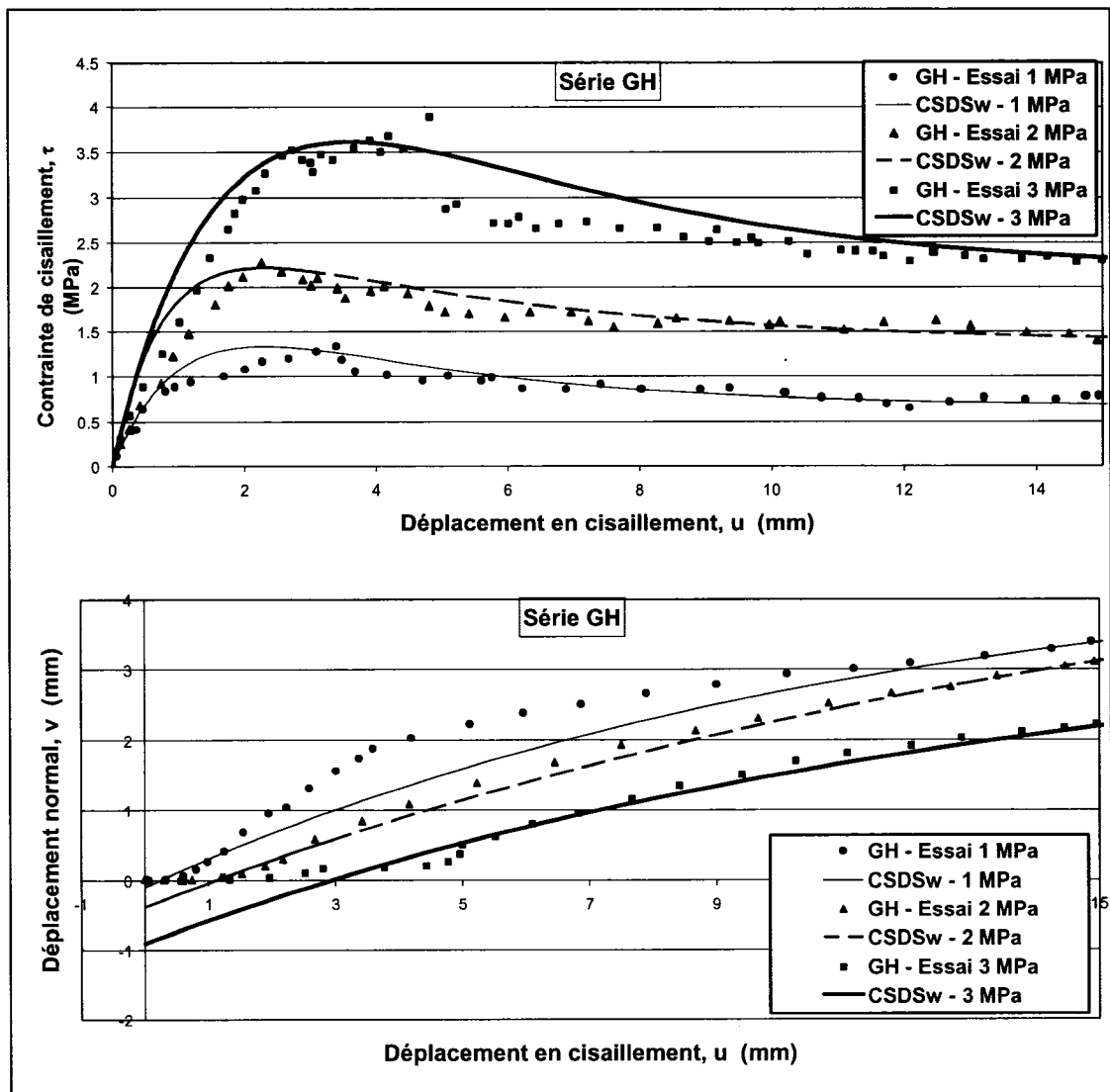


Figure 4.18 Le modèle CSDS_w appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante [Série GH] (données de Lee et Cho 2002) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.10.

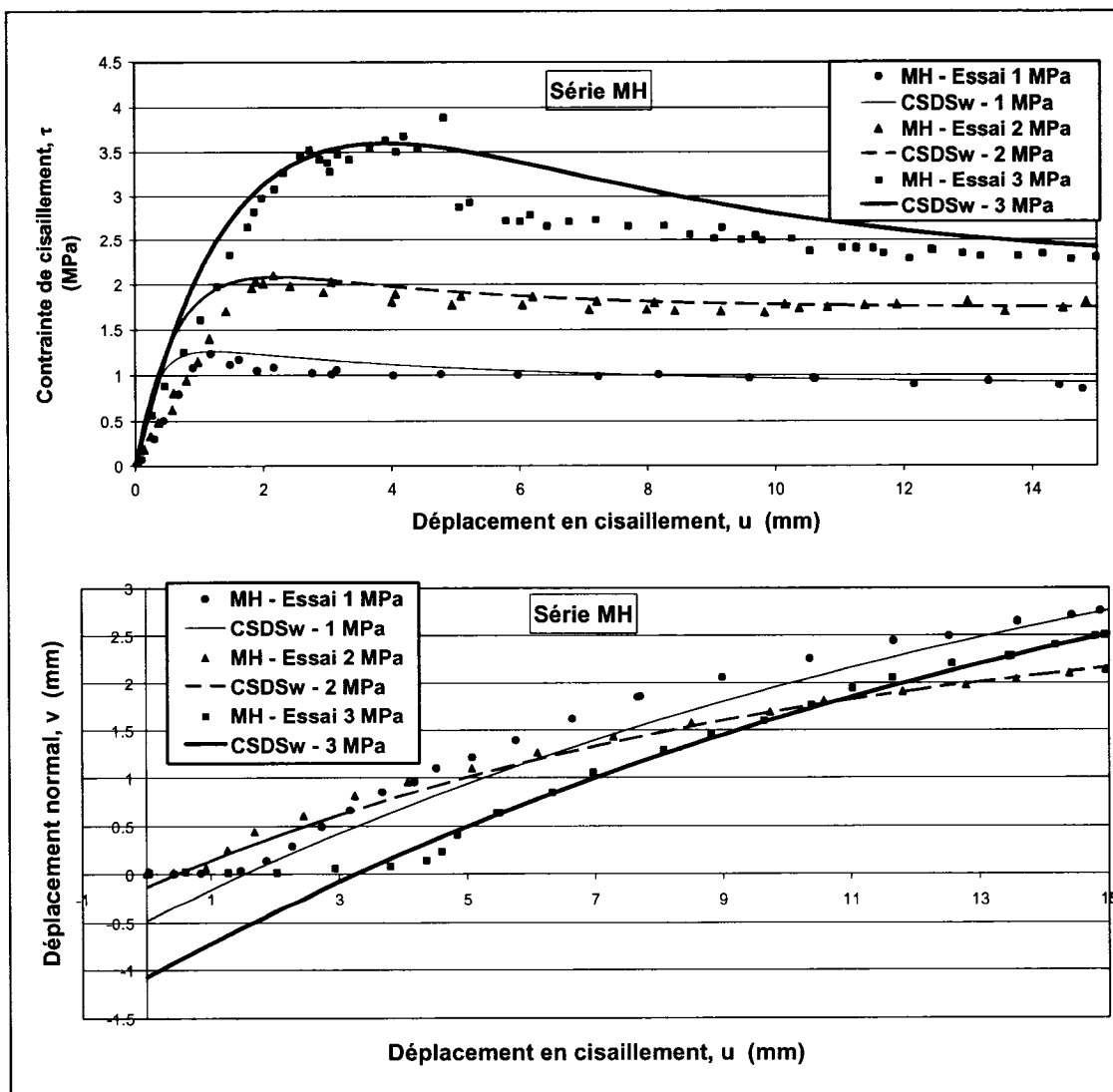


Figure 4.19 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante [Série MH] (données de Lee et Cho 2002) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10 Données du modèle CSDS_w utilisés pour les figures 4.18 et 4.19.

Caractéristiques de la discontinuité et de l'essai						
	1 MPa GH	2 MPa GH	3 MPa GH	1MPa MH	2MPa MH	3MPa MH
τ_r [MPa]	0,67	1,35	2,18	0,90	1,74	2,18
τ_p [MPa]	1,33	2,22	3,62	1,26	2,08	3,60
u_r [mm]	17	25	20	25	16	25
u_p [mm]	2,3	2,3	3,6	1,2	2,2	3,9
σ_n [MPa]	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
σ_t [MPa]	151	151	151	72	72	72
V_m [mm]	10	10	10	10	10	10
k_{ni} [Mpa/mm]	-10	-5	-3	-2	-15	-2,5
i_o [degré]	16	14	14	13	12	16
Φ_r [degré]	34,0	34,0	36,0	42,0	41,0	36,0
Φ_b [degré]	37,0	34,0	37,0	38,0	34,0	36,0
Φ_o [degré]	40,0	40,0	35,0	40,0	34,0	30,0
S_o [MPa]	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
P_w [MPa]	0,01964	0,01964	0,01964	0,01964	0,01964	0,01964

Sur les courbes de la variation du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement, on remarque que dans les premiers millimètres de déplacement en cisaillement, les courbes du modèle CSDS_w ne représentent pas correctement le comportement de la discontinuité. Cela est dû aux procédures expérimentales. Dans les essais de Lee et Cho (2002), la force normale est appliquée sur l'échantillon ; ensuite toutes les valeurs sont remises à zéro et l'essai débute. Donc la courbe $v-u$ passe par zéro dans ce cas, et aucune contraction de la fracture

n'est présente sur les courbes. Le modèle $CSDS_w$ pour sa part, prend en compte cette contraction (i.e. le déplacement normal est négatif au début de l'essai).

Les courbes montrent que le déplacement en cisaillement résiduel n'est atteint pour aucune des courbes $v-u$. Les contraintes normales étaient probablement trop faibles pour bien cisailier toutes les aspérités.

4.2.5 Essais hydromécaniques de Gentier et al. (1997)

A. Description générale

Gentier et al. (1997) ont effectué des essais hydromécaniques sur des répliques de fractures naturelles, sous contrainte normale constante. Ils ont étudié l'évolution de l'écoulement de l'eau (direction de l'écoulement, changement de la perméabilité) dans une fracture en fonction de la direction de cisaillement.

B. Types d'échantillons

Les échantillons utilisés dans l'étude de Gentier et al. (1997) sont des répliques faites de mortier d'une carotte de granite contenant une fracture naturelle. Ces échantillons sont des cylindres d'un diamètre de 120 mm, avec une résistance en compression uniaxiale d'environ 82 MPa.

C. Procédure expérimentale et résultats des essais

Les essais de cisaillement ont été effectués sous une contrainte normale constante de 7 MPa pour trois directions de cisaillement, avec une vitesse de cisaillement de 0.5 mm/minute. La transmissivité intrinsèque de la fracture est de $7,6 \times 10^{-10} \text{ cm}^3$. Trois niveaux d'injection ont été effectués à chaque pas de cisaillement, soit $200 \text{ cm}^3/\text{h}$, $500 \text{ cm}^3/\text{h}$ et $1630 \text{ cm}^3/\text{h}$. Il a été décidé de faire les analyses avec un débit constant de $500 \text{ cm}^3/\text{h}$. Avec la relation entre le débit et la pression (équation 4.2), il est possible de calculer la pression hydraulique qui agit dans la fracture (Lamontagne 2001). À l'aide de l'équation 4.2, une pression hydraulique constante dans la fracture de 0,0723 MPa est calculée.

Les résultats présentés (figure 4.20) montrent les courbes de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement, ainsi que la

variation de la contrainte normale en fonction du déplacement en cisaillement, obtenues des essais de laboratoire de Gentier et al. (1997) pour trois directions de cisaillement différentes (test 3 : 90° , test 4 : 180° et test 5 : 270°).

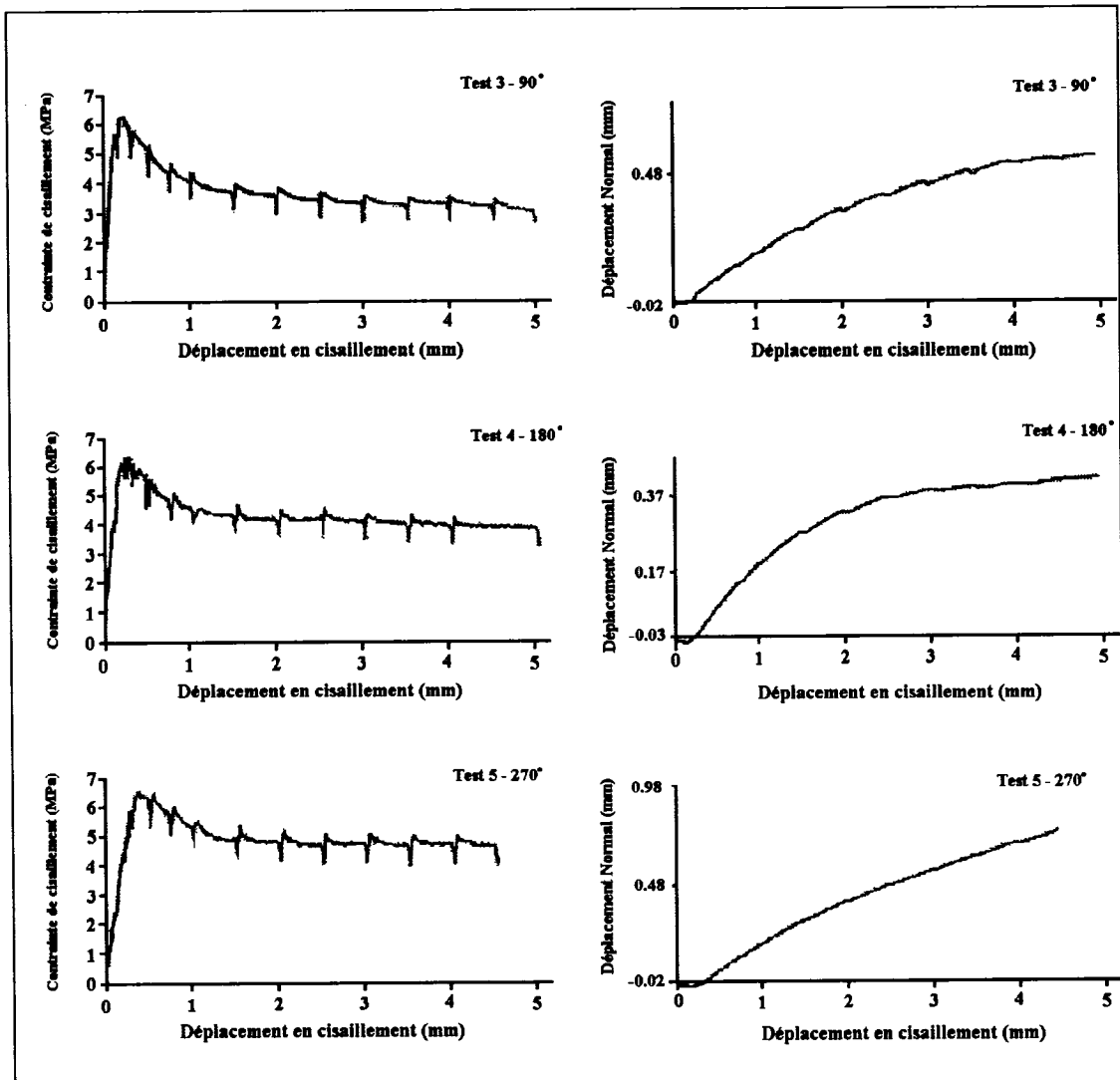


Figure 4.20 Résultats des essais hydromécaniques réalisés sur des répliques de carotte de granite (d'après Gentier et al. 1997).

D. Application du modèle $CSDS_w$

La figure 4.21 montre une comparaison entre le modèle $CSDS_w$ et des résultats d'essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité sous une contrainte normale constante. Les courbes du modèle $CSDS_w$ représentent bien

les résultats des essais de laboratoire de Gentier et al. (1997) pour chacune des directions de cisaillement. Le tableau 4.11 montre les paramètres utilisés pour les calculs des courbes du modèle. Ceux-ci proviennent de l'article de Gentier et al. (1997) et de l'interprétation des courbes obtenues des essais de laboratoire.

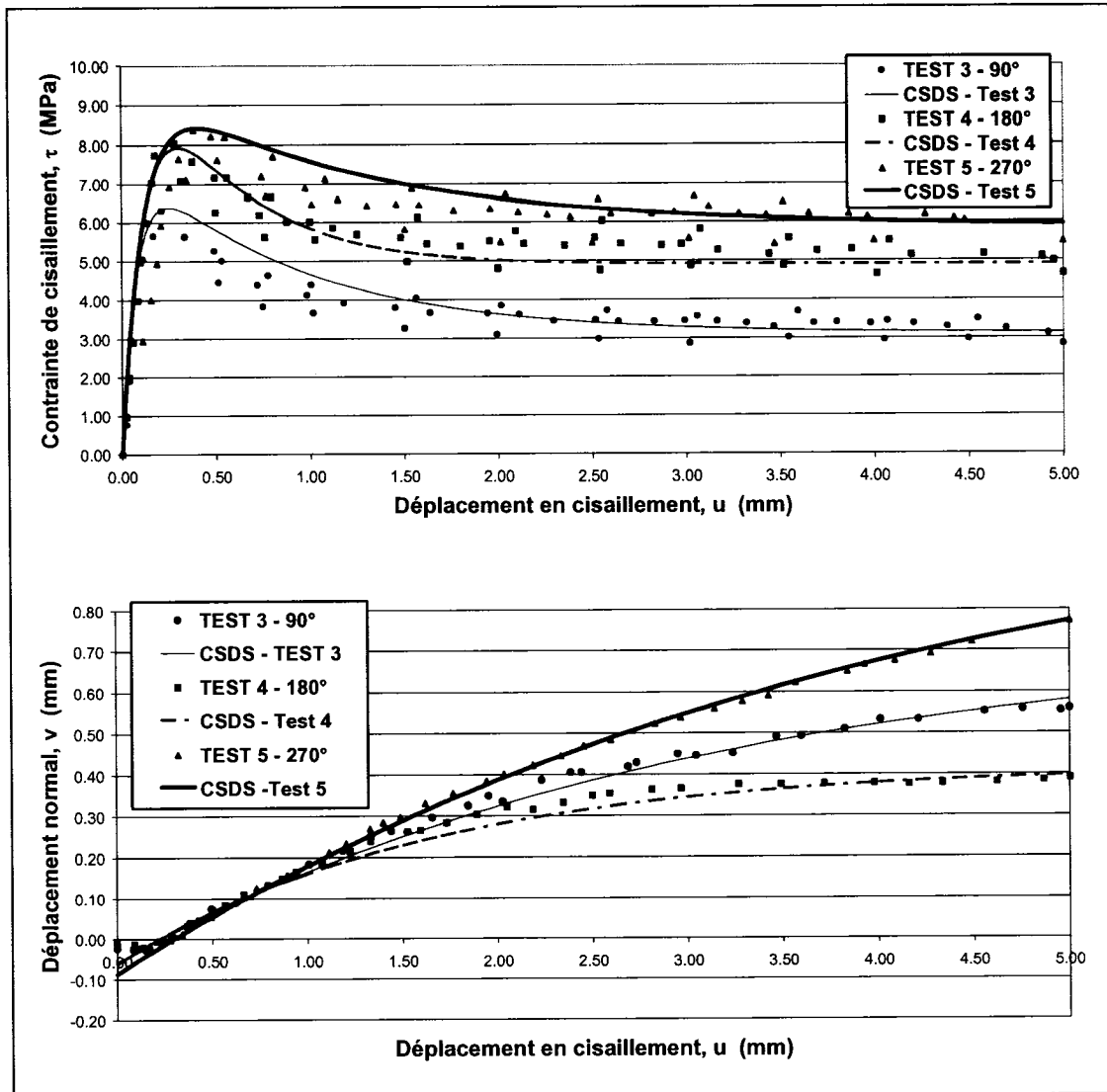


Figure 4.21 Le modèle $CSDS_w$ appliqué à des essais hydromécaniques de cisaillement direct sur une discontinuité, sous une contrainte normale constante (données de Gentier et al. 1997) ; les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11 Paramètres du modèle CSDS_w utilisés pour la figure 4.21.

Caractéristiques de la discontinuité et de l'essai			
	Test 3	Test 4	Test 5
τ_r [MPa]	3,12	4,90	5,47
τ_p [MPa]	6,38	7,92	8,42
u_r [mm]	4,5	2,4	6,0
u_p [mm]	0,25	0,30	0,40
σ_n [MPa]	7,0	7,0	7,0
σ_T [MPa]	82	82	82
V_m [mm]	10	10	10
k_{ni} [Mpa/mm]	-120	-110	-80
i_o [degré]	14	16	16
Φ_r [degré]	30,0	35,0	38,0
Φ_b [degré]	32,0	37,0	39,0
Φ_o [degré]	30,0	37,0	37,0
S_o [MPa]	3,0	3,0	3,0
P_w [MPa]	0,0723	0,0723	0,0723

E. Analyse et discussion des résultats

Les résultats de cette comparaison montrent que le modèle proposé représente bien les résultats d'essais de Gentier et al. (1997). Encore ici, les paramètres du modèle ont dû être ajustés pour chacun des essais. Tous les essais ont été réalisés sur des répliques de mortier semblables, mais les directions de cisaillement sont différentes. La valeur de plusieurs caractéristiques de la discontinuité se trouve modifiée. L'angle des aspérités et la résistance de celles-ci

peuvent varier selon la direction de cisaillement. Une différence dans le matériau des répliques de mortier entraîne aussi une variation des paramètres de la discontinuité.

À la figure 4.20, les courbes de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement en cisaillement montrent une grande dispersion. Les pressions d'eau varient pendant les essais de cisaillement, donc la contrainte de cisaillement varie en fonction des niveaux d'injection d'eau dans la fracture pour chacun des pas de cisaillement. Pour représenter la pression d'eau à l'intérieur de la fracture, la valeur du paramètre P_w , utilisée dans le modèle $CSDS_w$, est de $500 \text{ cm}^3/\text{h}$, mais elle varie de $200 \text{ cm}^3/\text{h}$ à $1630 \text{ cm}^3/\text{h}$. Ceci peut expliquer la dispersion des résultats dans les courbes des essais de laboratoire.

4.3 Dernières remarques

Dans ce chapitre, le modèle $CSDS$, développé par Simon (1999) et al., a été modifié afin d'y inclure les effets des pressions d'eau qui agissent à l'intérieur de la fracture. Le modèle $CSDS_w$ peut donc décrire le comportement mécanique et hydromécanique d'une discontinuité géologique, sous une contrainte normale constante et sous une rigidité normale constante.

Tout d'abord, l'étude réalisée avec le modèle $CSDS_w$ a montré l'influence des pressions d'eau sur le comportement des discontinuités géologiques. Les résistances au pic et résiduelle sont réduites avec l'ajout des pressions d'eau et le déplacement normal augmente, conformément à la théorie. Il a été démontré, lors des comparaisons précédentes, que le modèle $CSDS_w$ peut très bien décrire le comportement mécanique et hydromécanique (sans l'effet de l'écoulement de l'eau) de discontinuités soumises à des essais réalisés en laboratoire sous deux modes de chargement différents (soit sous contrainte normale constante et sous rigidité normale constante). Les principaux points qui ressortent lors de ces comparaisons sont résumés ici :

- Les propriétés des différents échantillons utilisés dans les essais de laboratoires n'ont pas nécessairement des propriétés uniformes.
- Les discontinuités présentes normalement un certain degré d'anisotropie.
- Les répliques de mortier fabriquées en laboratoire peuvent avoir des propriétés mécaniques différentes. Des défauts peuvent être créés tant au

point de vue des angles des aspérités, de leurs résistances ou de leurs angles de friction.

- Les directions de cisaillement différentes entraînent aussi une variation des paramètres mécaniques (angle des aspérité, angles de friction, résistance).
- La formation des fractures créées artificiellement sur des échantillons de roches naturelles entraîne nécessairement des différences dans les valeurs des paramètres du modèle CSDS_w.
- Les valeurs de la résistance en compression uniaxiale varient légèrement d'un échantillon à l'autre, mais une valeur moyenne est utilisée ici.
- Plusieurs facteurs d'imprécision peuvent provenir des procédures expérimentales. Par exemple, il peut y avoir une rotation de l'échantillon lors du chargement initial, un désenchevêtrement de la discontinuité peut être présent lors de la mise en place des échantillons. La direction de cisaillement peut varier de quelques degrés lors de la mise en place.
- Dans certains essais de cisaillement, plusieurs niveaux d'injection étaient utilisés. Ceci peut aussi entraîner une différence dans l'ajustement des paramètres, puisque le modèle prend en compte seulement une valeur de pression d'eau.
- L'altération de la discontinuité due à l'eau peut aussi entraîner des modifications dans les propriétés.

Bien entendu, il faut aussi tenir compte des limites du modèle CSDS, discutées par Simon (1999) qui s'appliquent aussi pour le modèle CSDS_w. Les paramètres utilisés dans le modèle reflètent le comportement de la discontinuité à l'échelle d'intérêt. Les effets d'échelle ne sont donc pas considérés dans le modèle.

CHAPITRE 5

MODÉLISATION AVEC LE CODE HYDROSPHERE

5.1 Vérification d'HydroSphere

Afin de bien comprendre le logiciel HydroSphere, présenté à la section 3.7, de se familiariser avec ses principales fonctions et d'évaluer la validité des solutions numériques, des essais d'injection d'eau ont été simulés dans une fracture. Tout d'abord, une vérification a été faite à partir d'une solution analytique. Ensuite, des analyses paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer si les paramètres entrés dans les fichiers d'instructions d'HydroSphere étaient convenables. Toutes les données présentées sont extraites du logiciel Tecplot (Amtec Engineering inc). Tous les fichiers des simulations et des calculs réalisés dans ce chapitre se retrouvent à l'Annexe 2.

La vérification est faite selon l'approche proposée par Chapuis et al. (2001). Cette approche permet d'analyser les caractéristiques d'un code comme HydroSphere et d'évaluer sa capacité à simuler correctement l'écoulement dans un milieu poreux, en régime permanent (ou transitoire) et en condition saturée (ou non saturée).

La simulation comprend ici un puits de pompage qui traverse complètement un aquifère confiné (horizontal, épaisseur constante b , homogène, isotrope) qui est rechargé par une charge constante (h_0), c'est-à-dire, un lac situé à une distance R du centre du puits. Ce problème en régime permanent, connu comme le puits au centre d'une île (voir figure 5.1) a été résolu analytiquement il y a environ 130 ans (Chapuis et al. 2001). Si r_w est le rayon du puits, h_w est la charge hydraulique et $T=(kb)$ est la transmissivité de l'aquifère, le débit pompé, Q , est donné par :

$$Q = \frac{2\pi T(h_0 - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \quad (5.1)$$

Le code donne ici la position exacte des équipotentielles, qui sont des cylindres verticaux centrés sur l'axe du puits. Des sections d'écoulement sont utilisées pour

vérifier le bilan hydrique global et vérifier le bon débit de pompage Q . Dans ce problème en régime permanent, la charge hydraulique, h , à une distance r du centre du puits est donnée par :

$$h(r) = h_w + \frac{Q \ln\left(\frac{r}{r_w}\right)}{2\pi T} \quad (5.2)$$

L'équation 5.2 signifie que h est relié linéairement à $\ln r$, entre les valeurs h_w pour $r=r_w$ et h_0 pour $r=R$.

Les résultats, présentés à la figure 5.2, sont donnés pour le cas où $r_w=0,1$ m, $R=30$ m, $b=10$ m, $h_w=20$ m et $h_0=30$ m. Les résultats numériques obtenus avec Hydrosphère sont en parfait accord avec les résultats analytiques. Ils représentent donc très bien le comportement en régime permanent et en condition saturé, d'un milieu poreux. Si on visualise les lignes équipotentiels (figure 5.3) ainsi que les vecteurs de vitesse (figure 5.4), on constate que l'écoulement (vecteurs de vitesse) s'effectue perpendiculairement aux lignes équipotentiels. Il est possible de vérifier si les débits entrants sont égaux aux débits sortants dans le fichier *.LST généré par HydroSphere, cette condition a été respectée. Les résultats de la solution numérique sont donc en parfait accord avec les résultats analytiques et la stabilité de la solution numérique est vérifiée.

5.2 Simulation d'un essai d'injection d'eau dans une fracture

A. Les conditions initiales (Simulation : *Injection1*)

Dans un premier temps, une simulation (*Injection1*) a été réalisée pour analyser les conditions initiales à imposer au modèle, soit la grosseur du maillage, les conditions aux frontières et le temps requis pour obtenir un régime quasi permanent dans le milieu poreux fracturé. Ces conditions initiales s'appliquent à chaque simulation afin de s'assurer que le régime permanent soit atteint avant de commencer l'injection d'eau dans le puits. Ensuite, des vérifications sont effectuées afin de valider la solution numérique. Toutes les simulations sont réalisées en conditions saturées.

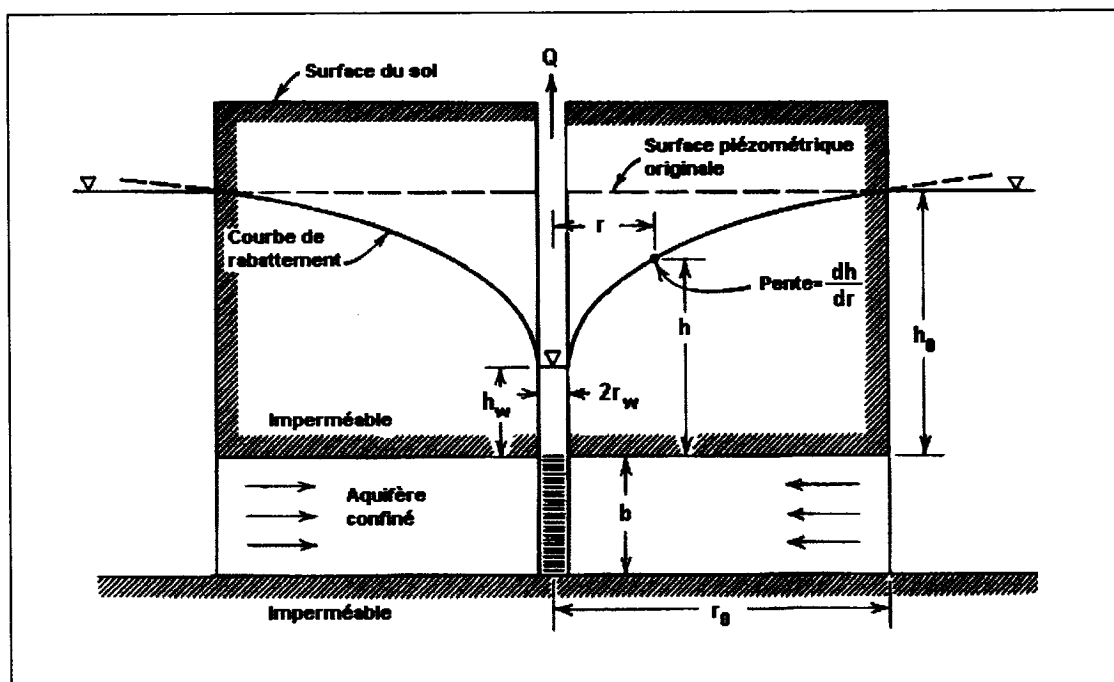


Figure 5.1 Écoulement radial permanent autour d'un puits dans un aquifère confiné situé sur une île (adapté de Todd 1980).

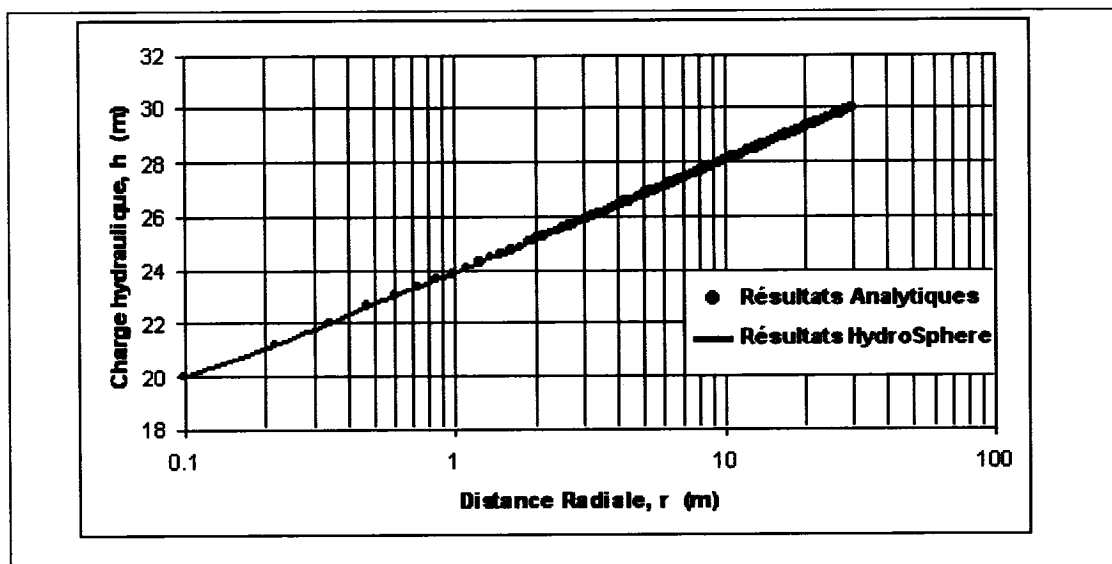


Figure 5.2 Graphique de la charge hydraulique h en fonction du logarithme de la distance radiale r d'une simulation en régime permanent pour un puits qui intercepte complètement un aquifère confiné au centre d'une île.

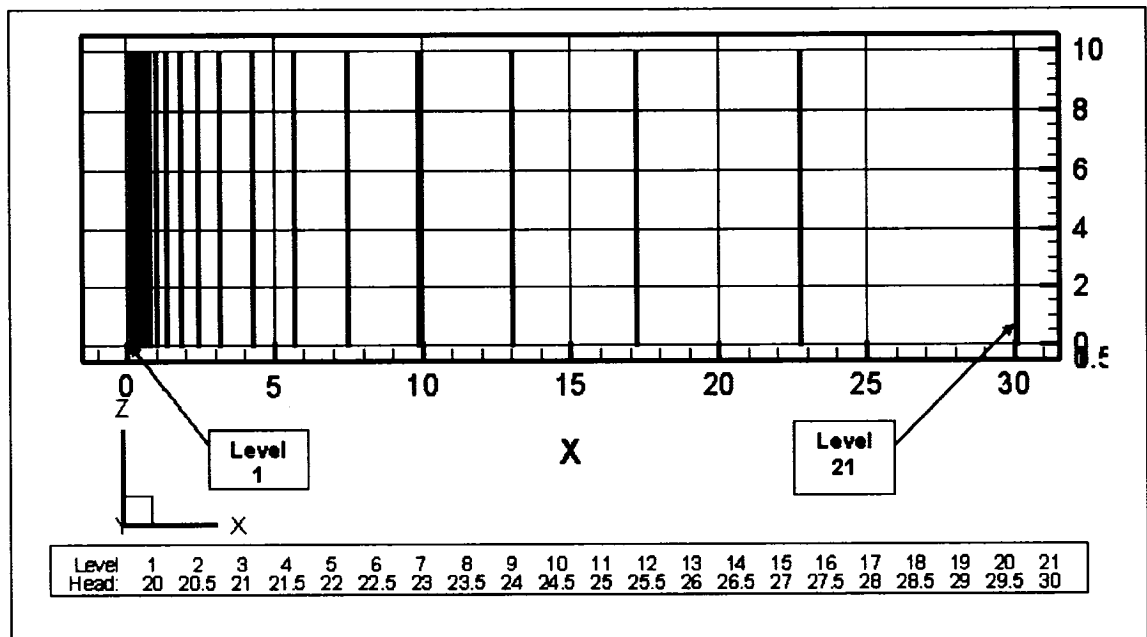


Figure 5.3 Lignes équipotentiellles dans le domaine de la simulation avec HydroSphere.

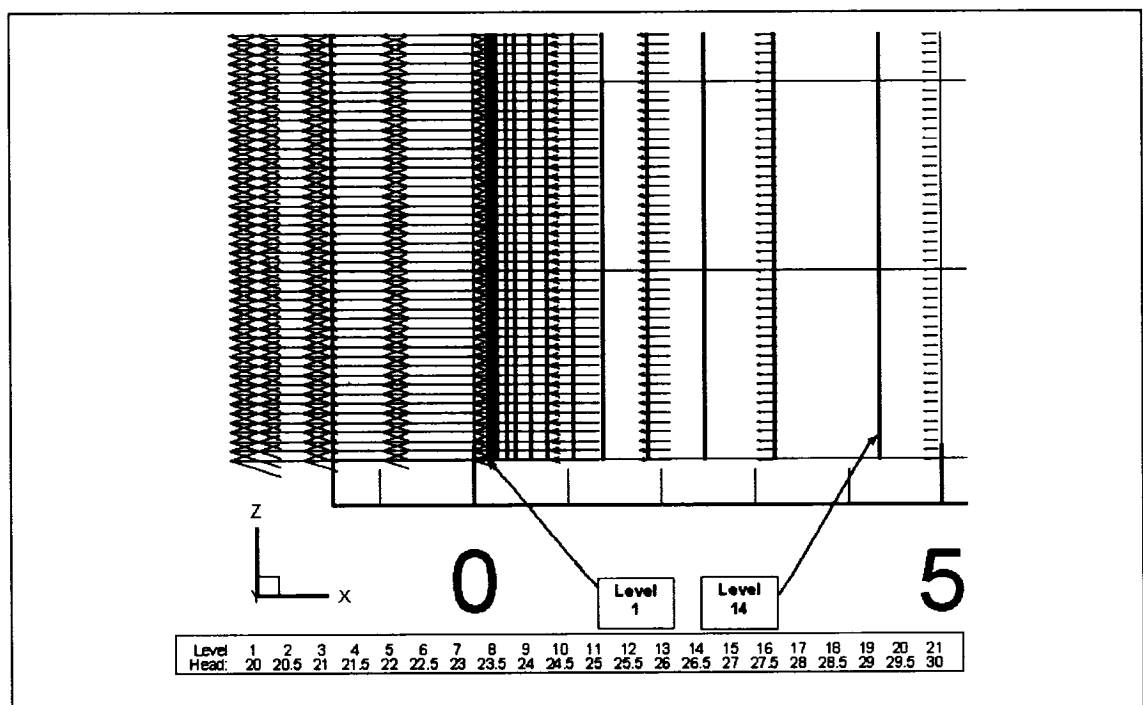


Figure 5.4 Agrandissement des vecteurs de vitesse dans le domaine de la simulation réalisée avec HydroSphere.

Afin de modéliser les essais d'injection d'eau dans une fracture, une grille, qui représente un bloc de roche contenant une fracture horizontale et un puits d'injection, est créée. La simulation est d'une durée de sept jours avec des pas de temps adaptés au comportement de l'écoulement transitoire.

Le maillage, créé avec la fonction « *Generate blocks interactive* » d'HydroSphere, doit avoir les bonnes dimensions afin de bien représenter le comportement d'écoulement saturé de la simulation. Les dimensions du modèle retenu sont de 15 mètres de longueur, par 15 mètres de largeur, par 10 mètres de hauteur (figure 5.5). Les éléments sont raffinés à l'approche du puits d'injection dans les directions des axes X et Y. Les éléments ont une dimension maximale de deux mètres avec un raffinement jusqu'à 10 centimètres près du puits. Dans la direction de l'axe Z, les blocs ont une dimension de un centimètre autour de la fracture et grossissent jusqu'à un maximum de un mètre. Le puits d'injection d'un rayon de 10 centimètres est situé entre les coordonnées (7,5, 7,5, 0) à (7,5, 7,5, 10). La fracture est située à la mi-hauteur, soit au plan Z=5. Le maillage est donc constitué de 960 éléments et de 2050 nœuds. La figure 5.5 présente le maillage utilisé pour la simulation avec HydroSphere, ainsi que les conditions aux frontières.

La conductivité hydraulique de la roche est de 1×10^{-9} m/s, l'ouverture de la fracture est de 0.1 millimètre et le coefficient d'emmagasinement spécifique est de 1×10^{-8} 1/m. Selon la loi cubique (équation 3.15), la conductivité hydraulique de la fracture peut être calculée comme suit :

$$K_f = \frac{ge_h^2}{12\nu} = \frac{9.81 \frac{m}{s^2} \times (0.0001m)^2}{12 \times (1.01 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s})} = 0.0081 \frac{m}{s} \quad (5.3)$$

Une charge initiale de 10m est imposée dans tout le domaine, avec comme conditions aux frontières, au plan X=0, une charge imposée de 10 mètres et au plan X=15m, une charge imposée de 12m. L'écoulement s'effectue dans le sens de l'axe des X, du plan X=15m au plan X=0m. Un gradient hydraulique élevé a été choisi afin de voir une évolution de l'écoulement marquée dans le temps.

Au début de cette simulation la charge hydraulique est de 10m à tous les nœuds du domaine, sauf à la frontière X=15 m. Après seulement une seconde, l'effet de la fracture sur l'écoulement est bien visible (voir figure 5.6).

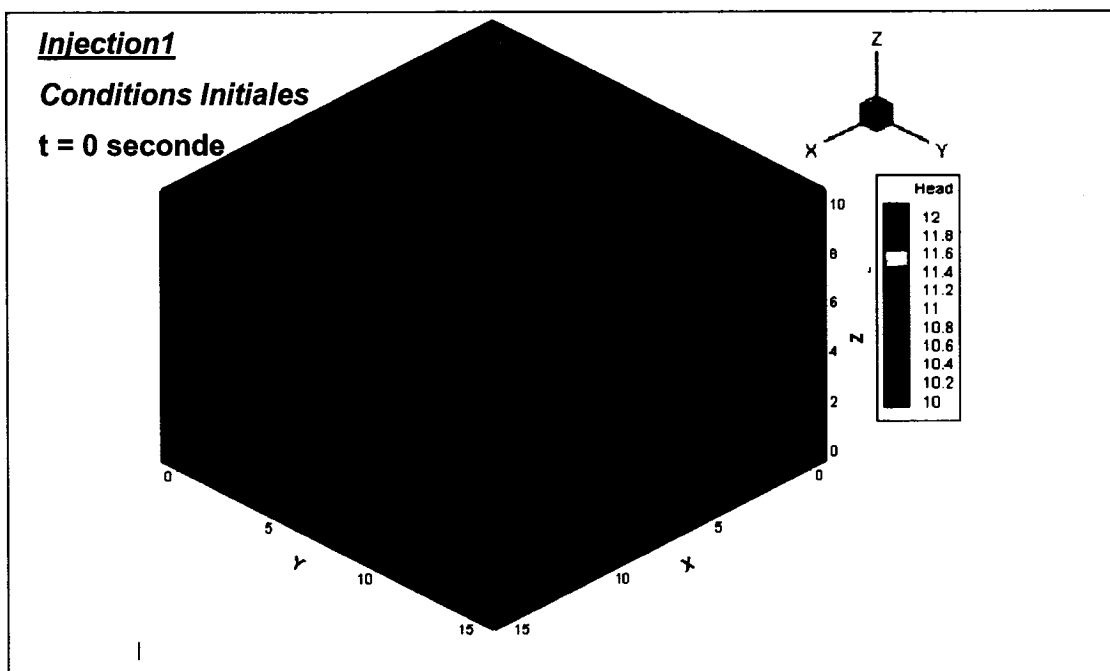


Figure 5.5 Dimension du Maillage, dimension des éléments et conditions aux frontières, pour la simulation Injection1, au temps $t = 0$ seconde.

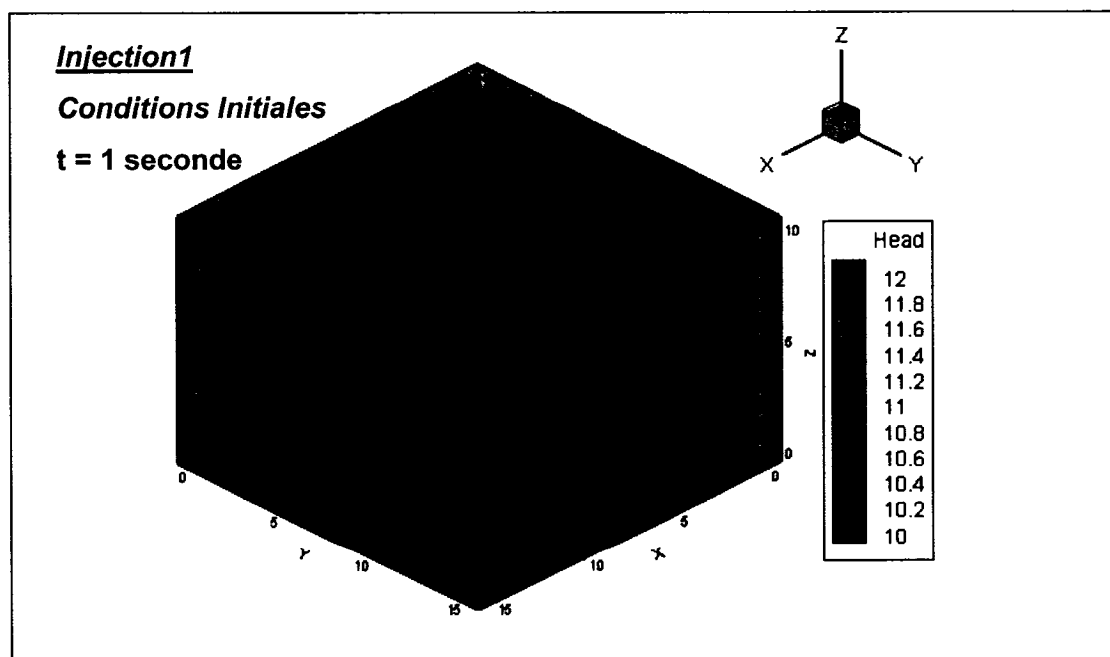


Figure 5.6 Lignes équipotentielle de la simulation Injection1, au temps $t = 1$ seconde.

Par la suite, la redistribution des charges s'effectue graduellement jusqu'à ce que le régime permanent soit atteint, après une durée de sept jours. Les figures 5.6 à 5.8 présentent l'évolution des charges dans le temps pour différents pas de temps. L'influence de la fracture est bien visible dans ces figures. L'effet du puits d'injection à la figure 5.8 est bien visible : l'eau circule librement dans le puits puisqu'il n'y a aucun débit imposé. À la fin de la simulation, la distribution des lignes équipotentiellles est uniforme. Si la conductivité hydraulique est isotrope et si le régime d'écoulement est permanent, les lignes équipotentiellles sont perpendiculaires aux lignes de courant (direction de l'écoulement) (Todd 1980). La vérification a été faite en vérifiant si les vecteurs de vitesse sont perpendiculaires aux lignes équipotentiellles. Aussi, durant toute la durée de la simulation, il est possible de vérifier si les débits entrants sont égaux aux débits sortants dans le fichier « *.LST » généré par HydroSphere. Ces conditions ont été vérifiées et respectées dans tous les cas.

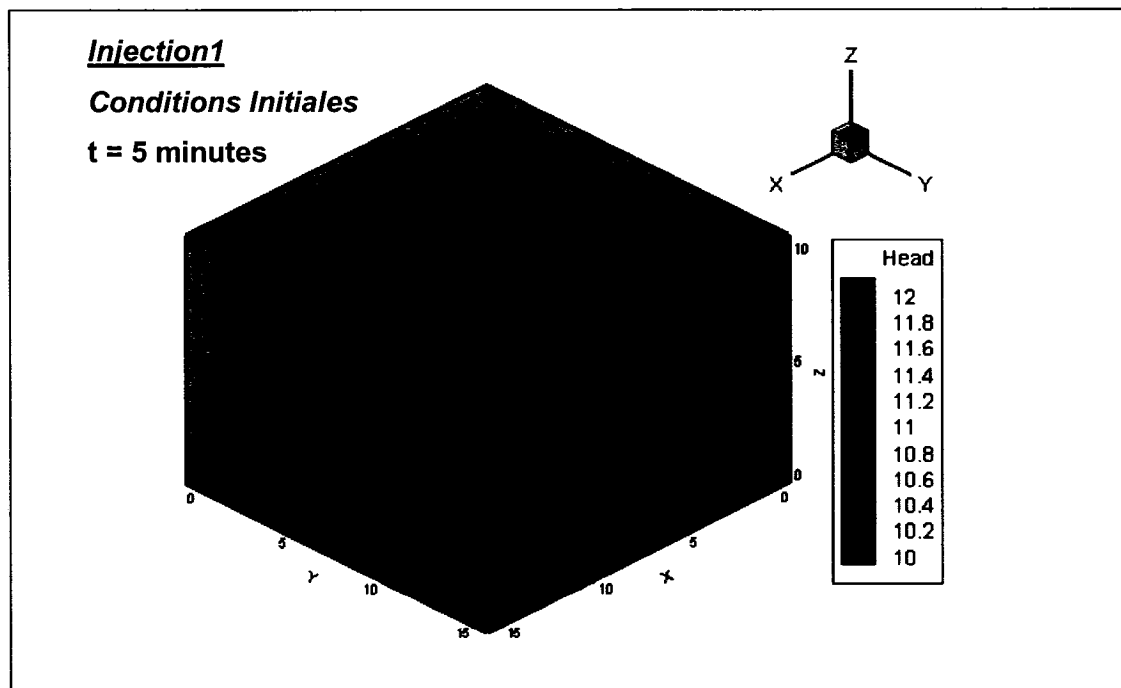


Figure 5.7 Lignes équipotentiellles de la simulation Injection1, au temps $t = 5$ minutes.

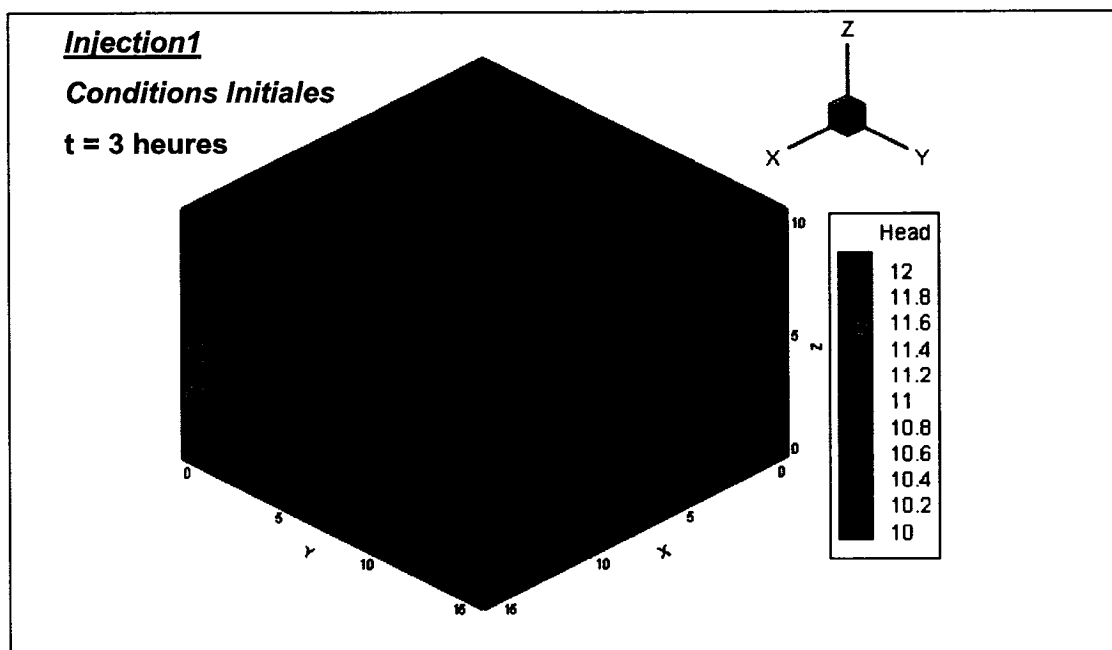


Figure 5.8 Lignes équipotentielles de la simulation Injection1, au temps $t = 3$ heures.

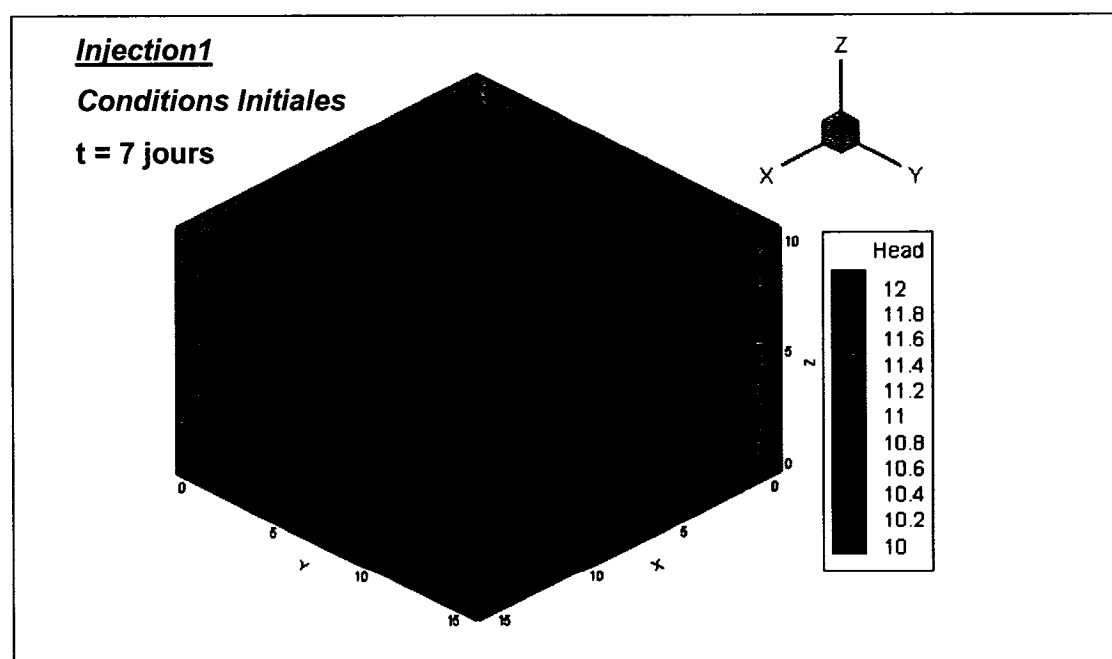


Figure 5.9 Lignes équipotentielles de la simulation Injection1, au temps $t = 7$ jours.

B. Analyse de la simulation d'un essai d'injection d'eau (Simulation : Injection2)

Une fois que les conditions stationnaires de la simulation « *Injection1* » sont atteintes, elles sont utilisées comme conditions initiales pour la simulation « *Injection2* ». Un débit de 2 L/min ($3.33\text{E-}05 \text{ m}^3/\text{s}$) est injecté dans le puits afin d'évaluer les changements dans la distribution des charges dans le domaine. Après un temps de simulation de sept jours, l'injection commence et ce pour une durée de 21 jours, qui est le temps nécessaire à l'atteinte du régime quasi permanent (toutes les simulations sont effectuées en transitoire).

Les résultats obtenus sont présentés aux figures 5.10 à 5.13 pour les temps de simulation 608 256 secondes (7.4 jours), 620350 secondes (7,2 jours), 660000 secondes (7,6 jours) et 2419200 secondes (28 jours). Puisque les simulations sont réalisées en transitoire, les temps de sortie ont été choisis afin de mieux visualiser l'effet dans le temps de la fracture sur l'écoulement. Les modifications dans l'écoulement sont beaucoup plus marquées au début de l'injection. Les changements dans la direction de l'écoulement sont bien visibles. L'écoulement s'effectue de la section $X = 15 \text{ m}$ vers la section $X = 0 \text{ m}$ avant le début de l'injection (voir simulation « *Injection1* » et figure 5.9) et change graduellement, à partir du début de l'injection, jusqu'à l'obtention d'un écoulement du puits vers les sections $X=0 \text{ m}$ et $X=15 \text{ m}$ (figure 5.13). Les changements dans la distribution des charges s'effectuent très rapidement au début de l'injection pour ensuite atteindre le régime permanent après environ 21 jours après le début de l'injection (soit après 28 jours de simulation). Afin de mieux visualiser la distribution des charges dans la fracture, une coupe a été faite au plan $Z = 5 \text{ m}$ lorsque le régime permanent de l'injection est atteint, c'est-à-dire après 28 jours de simulation (voir figure 5.14). Il y a une asymétrie dans la distribution des lignes équipotentiels aux figures 5.11 à 5.14. Il y a une plus grande concentration des lignes équipotentiels vers la frontière $X = 0 \text{ m}$. Cela est dû au choix d'affichage des lignes équipotentiels dans le logiciel Tecplot. Entre les charges $H = 10 \text{ m}$ et $H = 12 \text{ m}$, une plus grande concentration de lignes équipotentiels est affichée.

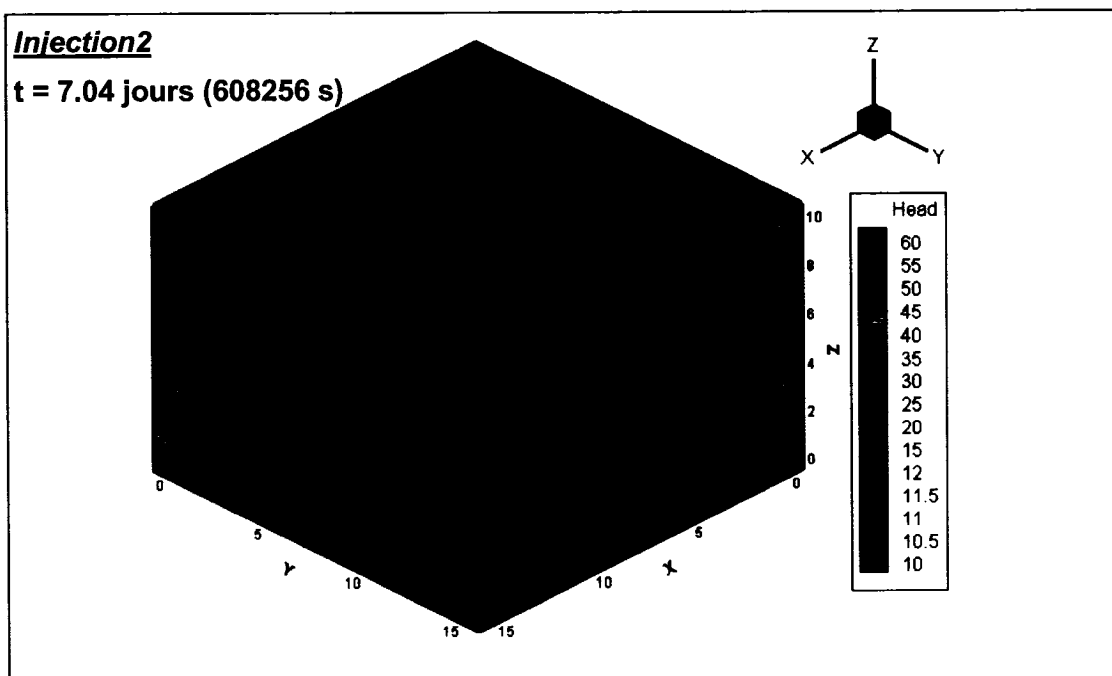


Figure 5.10 Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 7.04$ jours (608 256 secondes) (après 0.04 jour d'injection).

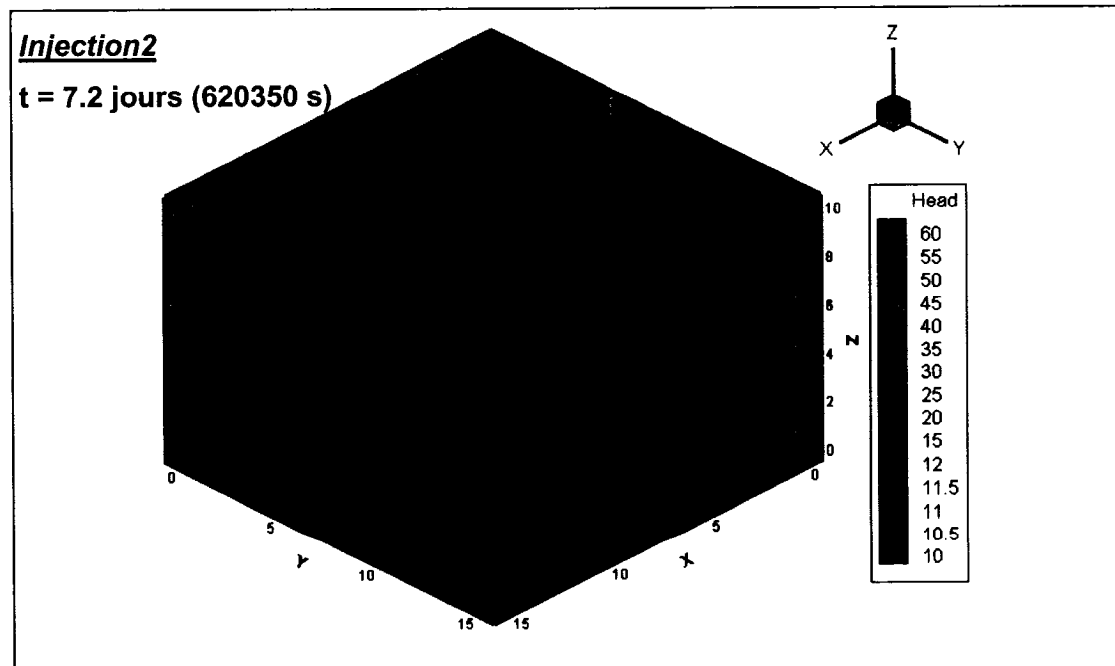


Figure 5.11 Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 7,2$ jours (620350 secondes) (après 0.2 jour d'injection).

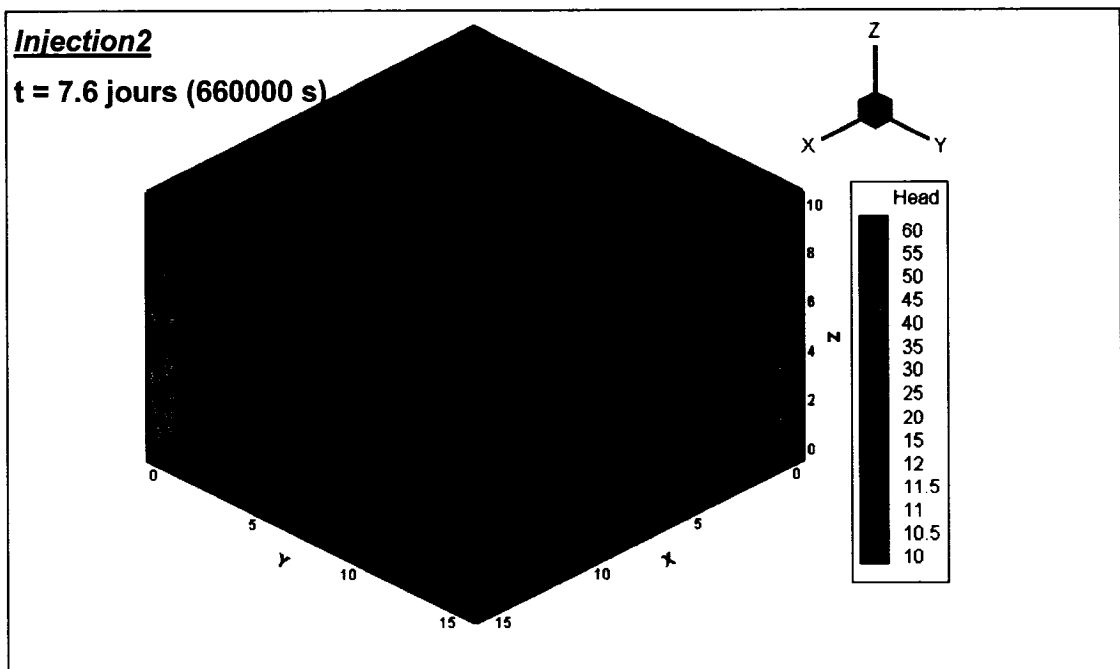


Figure 5.12 Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 7,6$ jours (660000 secondes) (après 0.6 jour d'injection).

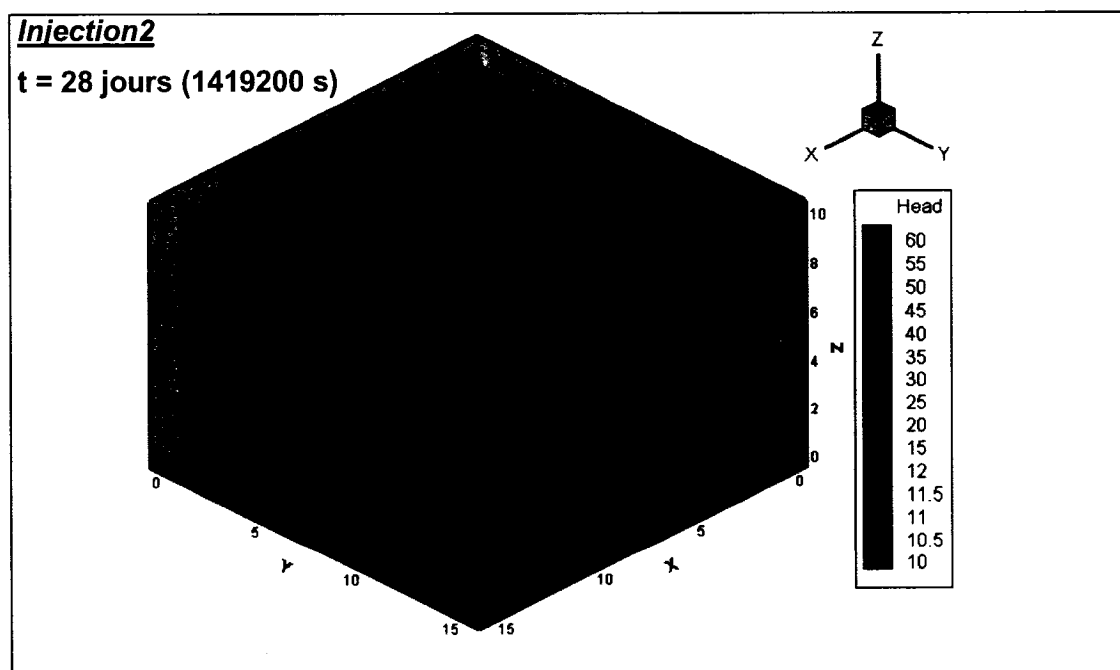


Figure 5.13 Lignes équipotentiellles de la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2419200 secondes) (après 21 jours d'injection).

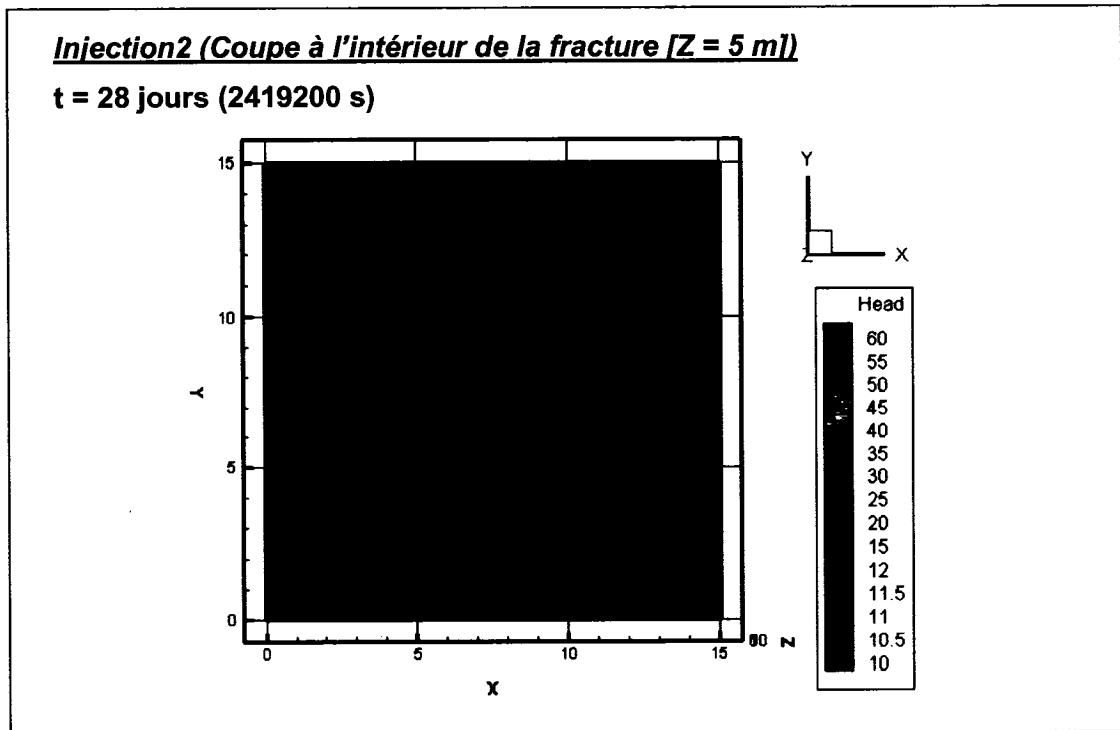


Figure 5.14 Vue en plan des lignes équipotentiellles de la simulation Injection2 à 28 jours (coupe à l'intérieur de la fracture) (après 21 jours d'injection).

Le graphique de la figure 5.15 montre la distribution de la charge à l'intérieur de la fracture. Celle-ci varie de 10 m à $X=0$ m pour atteindre une charge maximale de 60 m dans le puits d'injection. Ensuite, la charge diminue graduellement pour atteindre une valeur de 12m à $X=15$ m. Les vitesses maximales dans le domaine de la simulation sont de 4,50 m/s et -4,52 m/s, elles sont situées sur le contour du puits d'injection à 0,1 m et -0,1 m respectivement (voir figure 5.16). La vitesse d'écoulement est plus rapide vers la frontière où la charge est plus petite.

Durant toute la durée de la simulation, la validité de la solution numérique a été vérifiée en s'assurant que les débits entrants soient égaux aux débits sortants, et que les vecteurs de vitesse soient toujours perpendiculaires aux lignes équipotentiellles.

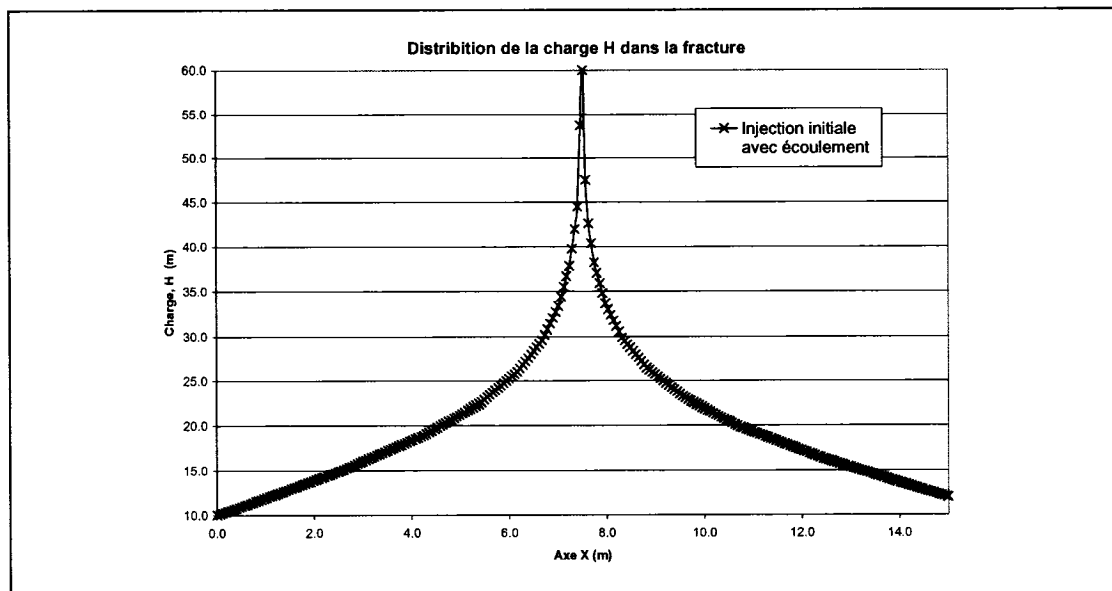


Figure 5.15 Graphique de la distribution des charges à l'intérieur de la fracture pour la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2419200 sec.).

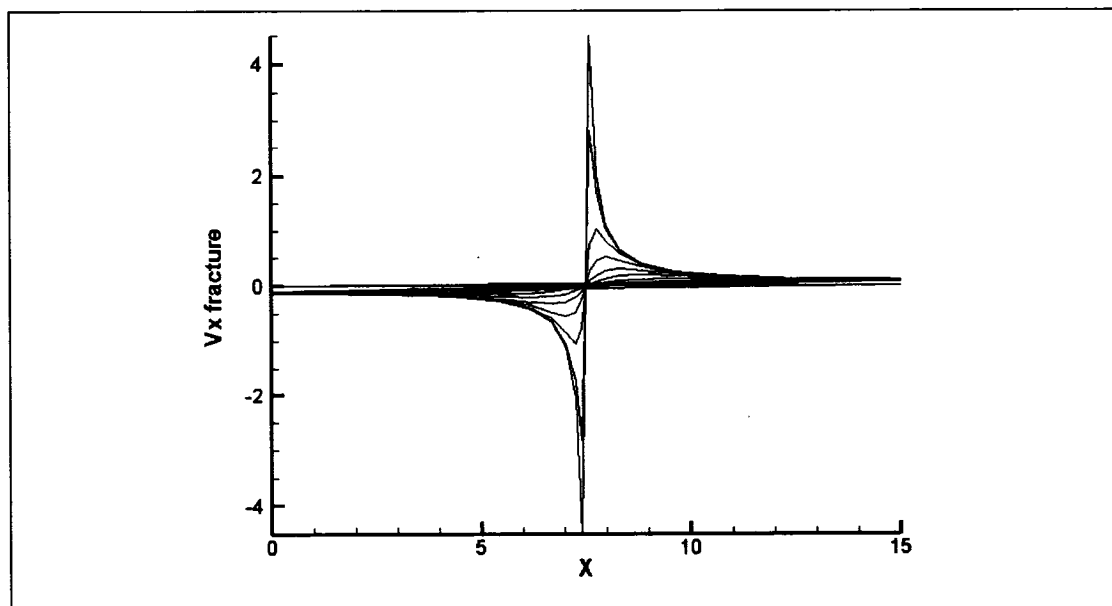


Figure 5.16 Graphique des vitesses d'écoulement à l'intérieur de la fracture pour la simulation Injection2, au temps $t = 28$ jours (2419200 sec.).

C. Analyse et discussion des résultats

Cette simulation a permis de voir comment se comporte l'écoulement de l'eau dans une fracture, en considérant l'effet de l'injection d'un débit constant dans un puits qui traverse complètement l'aquifère. Il a été vérifié que les débits entrants sont égaux aux débits sortants et que les vecteurs de vitesse sont perpendiculaires aux lignes équipotentiels. Le critère de convergence imposé au modèle est une différence de charge maximale de 1×10^{-5} m entre chaque itération. La solution numérique est donc jugée valide. Dans la section suivante, plusieurs analyses paramétriques sont réalisées afin d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la réponse du modèle numérique.

5.3 Analyses paramétriques avec HydroSphere

Des analyses paramétriques ont été effectuées dans le but d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la distribution des charges dans une fracture et sur la charge maximale qui agit. Cette charge maximale aura une influence directe sur le comportement hydromécanique de la discontinuité (comme il a été montré à la section 3.6) en réduisant la contrainte normale appliquée. Toutes les analyses ont été faites en prenant comme référence le modèle de la simulation effectuée à la section 5.2.

A. Influence de la dimension de la grille du modèle (Simulation : *Injection3*)

Une première analyse (« *Injection3* ») a été effectuée dans le but de voir si la dimension de la grille du modèle utilisé (position des frontières) avait une influence sur les résultats obtenus. Une dimension de la grille du modèle quatre fois plus grande que celle de la simulation précédente a été retenue, donc une grille de 60 m par 60 m par 10 m de hauteur.

Les résultats présentés aux figures 5.17 et 5.18 montrent qu'il n'y a pas de différence quant à la charge maximale atteinte au cours de la simulation, celle-ci demeure à 60m et est atteinte dans le puits d'injection. La figure 5.19 montre que les vitesses minimales et maximales demeurent les mêmes, soit 4,50 m/s et -4,52 m/s. La position des frontières par rapport au puits d'injection n'a pas d'influence sur les résultats obtenus.

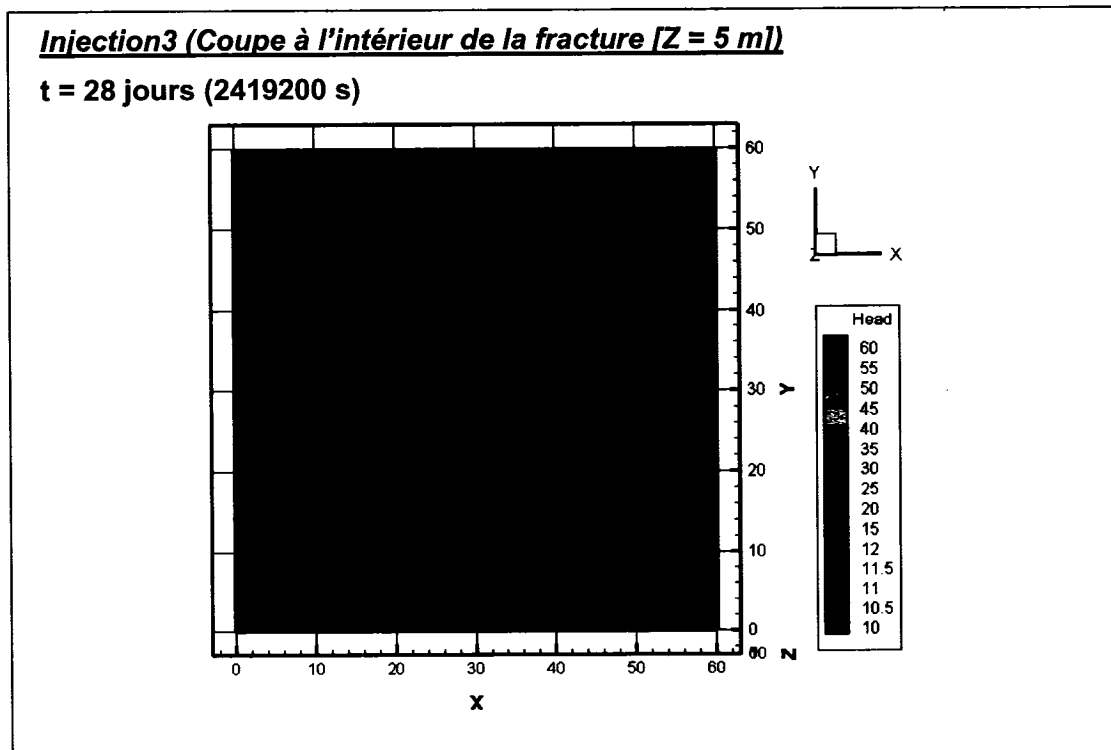


Figure 5.17 Vue en plan des lignes équipotentiellles dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t=28$ jours, avec modèle (60m x 60m x 10m).

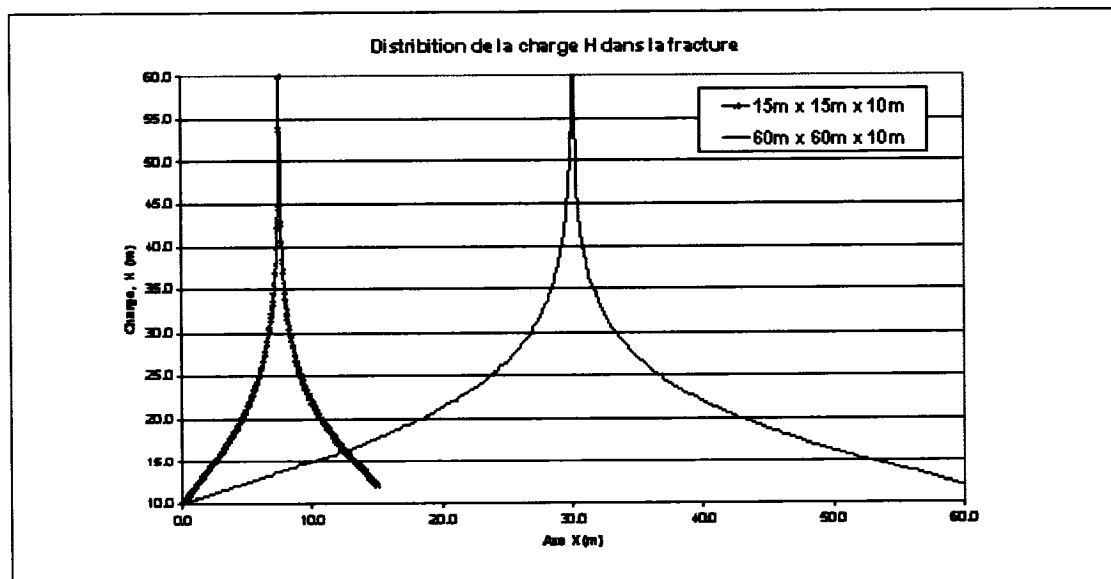


Figure 5.18 Graphique de la distribution des charges dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t=28$ jours, avec modèle (60m x 60m x 10m).

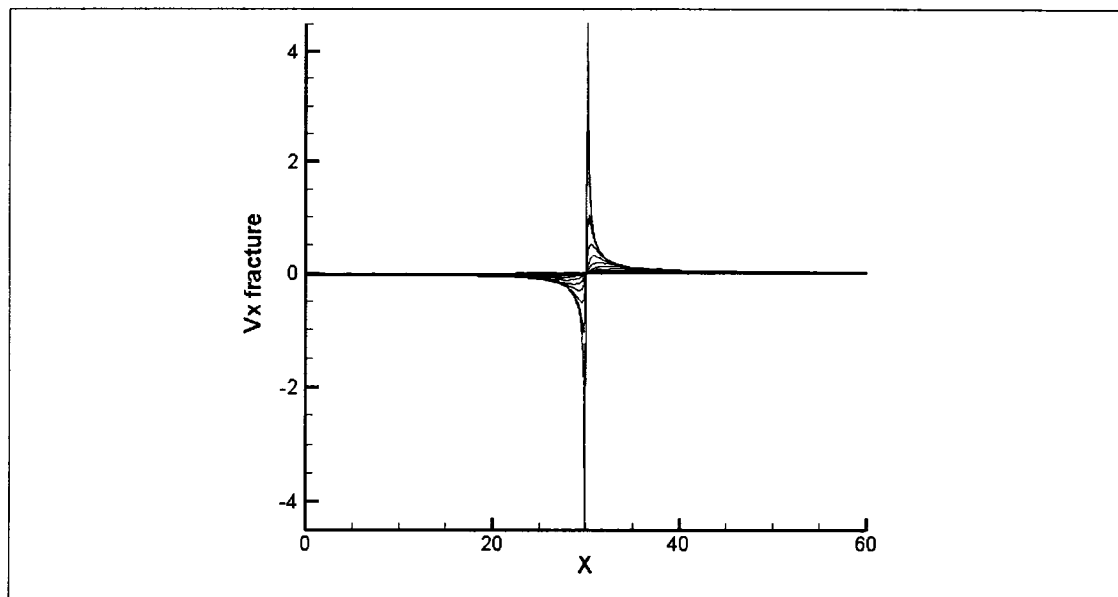


Figure 5.19 *Graphique de la distribution des vitesses dans la fracture, simulation Injection3, au temps $t=28$ jours, avec modèle $(60m \times 60m \times 10m)$.*

Les inconvénients majeurs dans l'utilisation d'une grille de plus grande dimension sont des temps de résolution du problème beaucoup plus grands et la création de fichiers de sortie de très grandes tailles. Puisque la dimension de la grille du modèle n'affecte pas les résultats, un maillage de 15 m par 15 m par 10m de hauteur sera utilisé pour toutes les autres simulations.

B. Influence de la valeur de la conductivité hydraulique du roc (Simulation : *Injection4*)

L'effet du changement de la conductivité hydraulique du roc a aussi été regardé. Une simulation (« *Injection4* ») avec une conductivité hydraulique de la roche de deux ordres de grandeur plus grand, soit $K_m = 1,0 \times 10^{-7}$ m/s (au lieu de $K_m = 1,0 \times 10^{-9}$ m/s) a été réalisée.

Les résultats montrent que le régime permanent sera atteint plus rapidement et que l'effet de la fracture se fait beaucoup moins remarquer. Les charges atteintes dans le domaine seront beaucoup plus petites (figures 5.20 et 5.21). La charge maximale est de 32 m comparativement à 60 m pour une conductivité hydraulique de

deux ordres de grandeur plus grand, et les vitesses maximales et minimales dans la fracture seront de 1,92 m/s et -1,94 m/s respectivement, au lieu de 4,50 m/s et -4,52 m/s pour la simulation de référence.

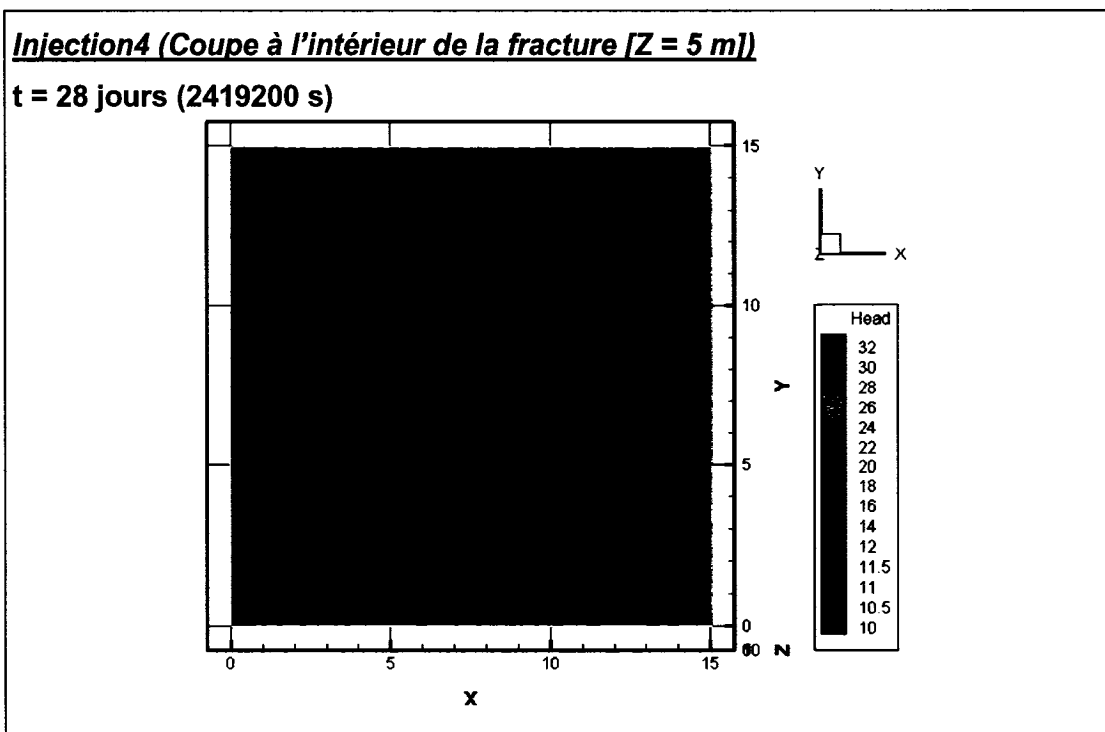


Figure 5.20 Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).

Une autre simulation (« Injection4A ») a aussi été réalisée avec une conductivité hydraulique, K_m , de $1,0 \times 10^{-11}$. Les résultats obtenus ne sont pas illustrés, mais une charge maximale de 61 m a été observée avec des vitesses maximales et minimales dans la fracture de 4,56 m/s et -4,58 m/s.

La diminution ou l'augmentation de la conductivité hydraulique du roc a donc un effet important sur l'écoulement dans le domaine fracturé. La vitesse de l'écoulement dans la fracture et les charges maximales atteintes dans le domaine de la simulation diminuent en fonction de la diminution de la conductivité hydraulique du roc.

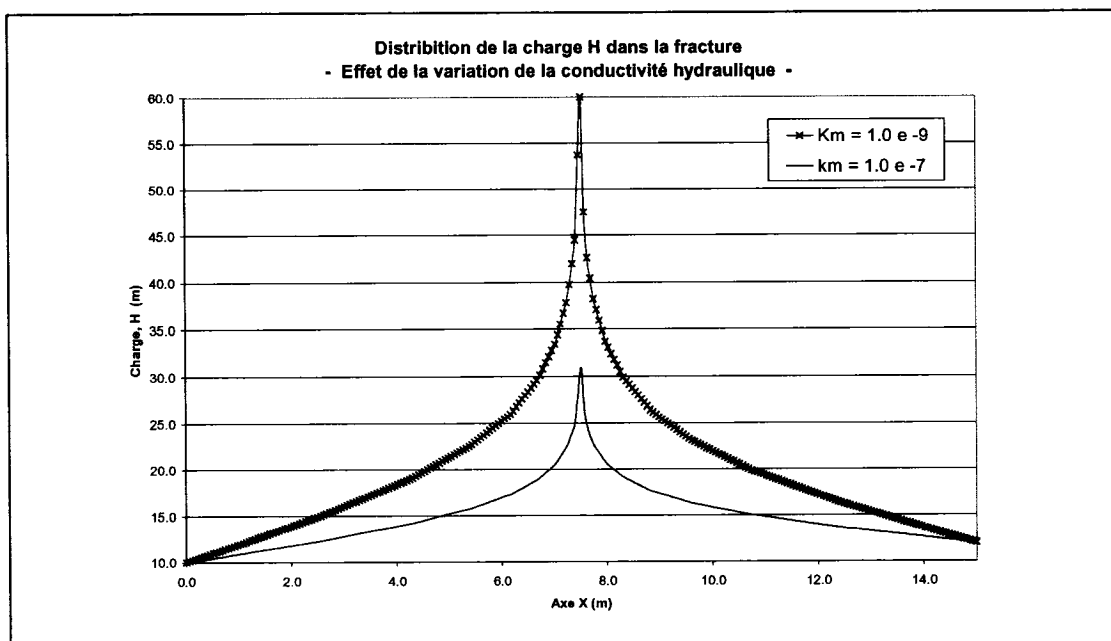


Figure 5.21 Graphique de la distribution des charges, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).

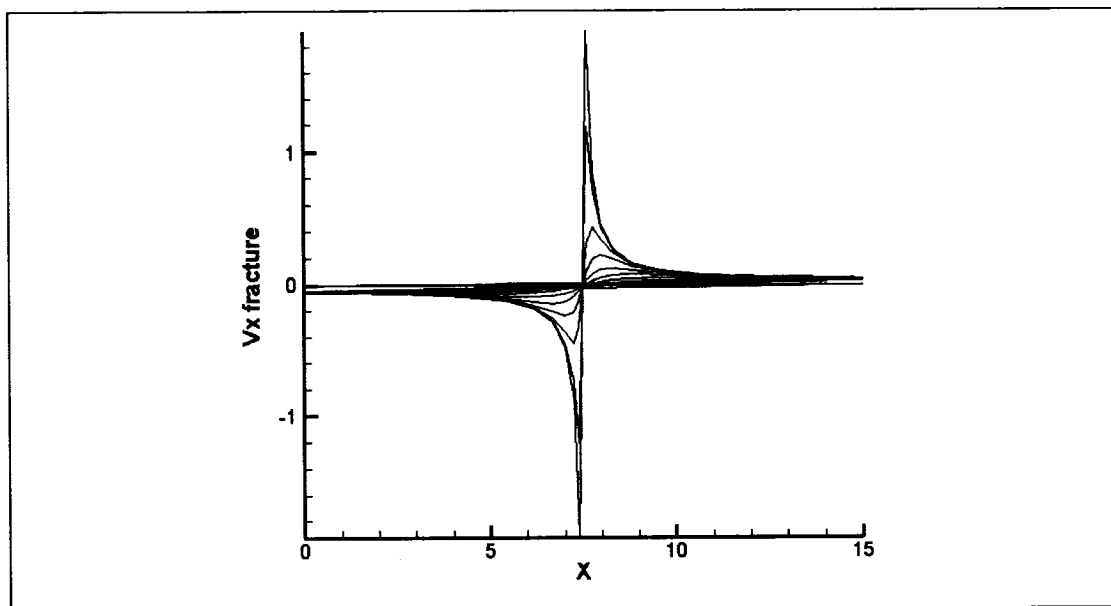


Figure 5.22 Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection4, au temps $t=28$ jours ; effet de la variation de la conductivité hydraulique du roc ($K_m=1,0 \times 10^{-7}$ m/s).

C. Influence de l'écoulement (Simulation : *Injection5*)

Dans la simulation montrée à la section 5.2, un écoulement était présent dans le domaine étudié. Pour évaluer si la présence d'un écoulement influence les résultats obtenus, une autre simulation (« Injection5 ») a été faite, mais dans ce cas, sans écoulement d'eau préalable. Les conditions aux frontières ont été modifiées : à $X=0$ m et $X=15$ m la charge imposée sera de 10 m pour toute la durée de la simulation.

Les résultats montrent que la distribution des charges dans la fracture est plus uniforme (figure 5.23). Il y a un axe de symétrie à $X=7,5$ m et à $Y=7,5$ m. Le graphique de la figure 5.24 montre la distribution des charges à l'intérieur de la fracture. Celle-ci varie de 10 m à $X=0$ m pour atteindre une charge maximale dans le puits d'injection. Ensuite, la charge diminue graduellement pour atteindre une charge de 10m à $X=15$ m.

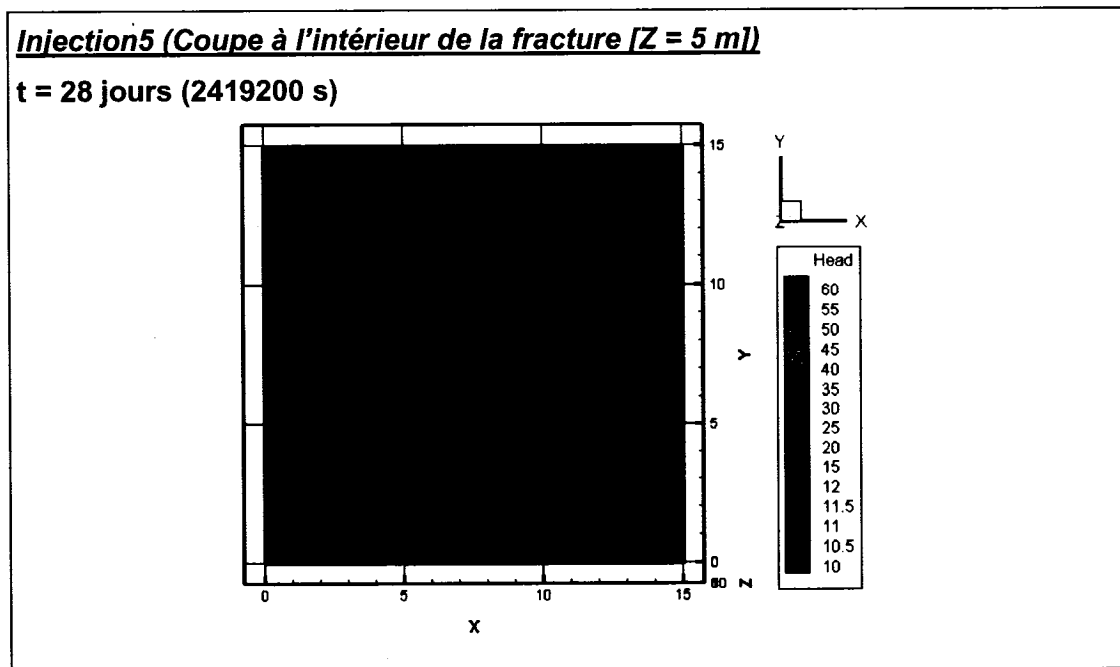


Figure 5.23 Vue en plan des lignes équipotentiellles, simulation *Injection5*, au temps $t=28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.

La présence d'un tel écoulement a donc peu d'influence sur la charge maximale atteinte dans la fracture, qui reste à 60 m. Finalement, le graphique des vitesses, présenté à la figure 5.25, montre que celles-ci demeurent presque

inchangées ; elles sont identiques dans les deux directions d'écoulement. Les vitesses maximales dans la fracture sont de 4,51 m/s et -4,51 m/s.

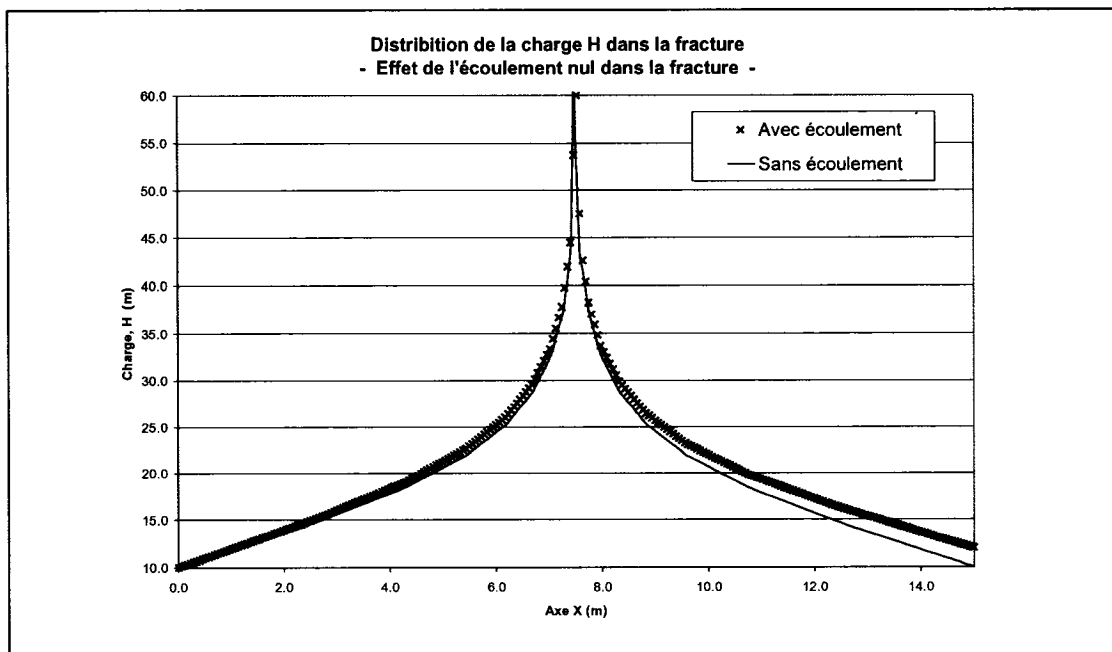


Figure 5.24 Graphique de la distribution des charges, simulation Injection5, au temps $t=28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.

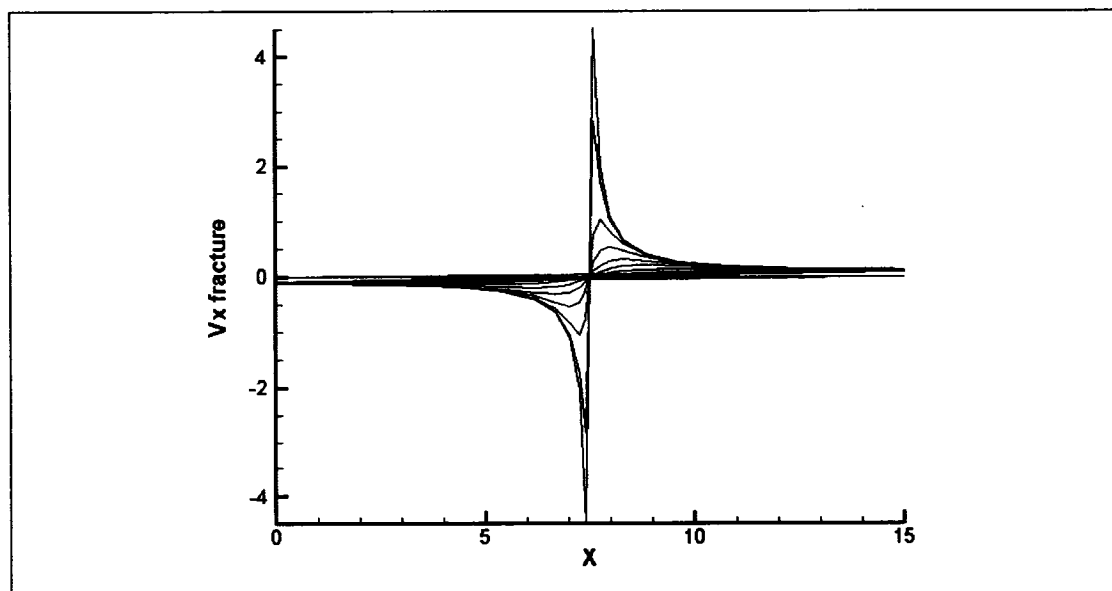


Figure 5.25 Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection5, au temps $t=28$ jours ; sans écoulement avant l'injection.

D. Influence de l'ouverture de la fracture (Simulation : *Injection6* et *Injection6A*)

L'ouverture de la fracture dans les modèles analysés avec HydroSphere demeure constante durant toute la simulation puisque le modèle ne tient pas compte du couplage hydromécanique qui a lieu dans la réalité. Deux analyses supplémentaires ont donc été faites pour voir si une fracture d'ouverture dix fois plus petite (« *Injection6* ») et dix fois plus grande (« *Injection6A* ») auront une influence sur la distribution des charges dans la fracture. Ces analyses ont été faites dans les mêmes conditions que la simulation de la section 5.2, avec des ouvertures de 0,01 mm et 1 mm, au lieu de 0,1 mm.

Les résultats obtenus montrent que, pour cette analyse, la distribution des charges, lorsque l'écoulement a atteint le régime permanent, restera la même peu importe l'ouverture de la fracture (voir la figure 5.26 et la figure 5.27).

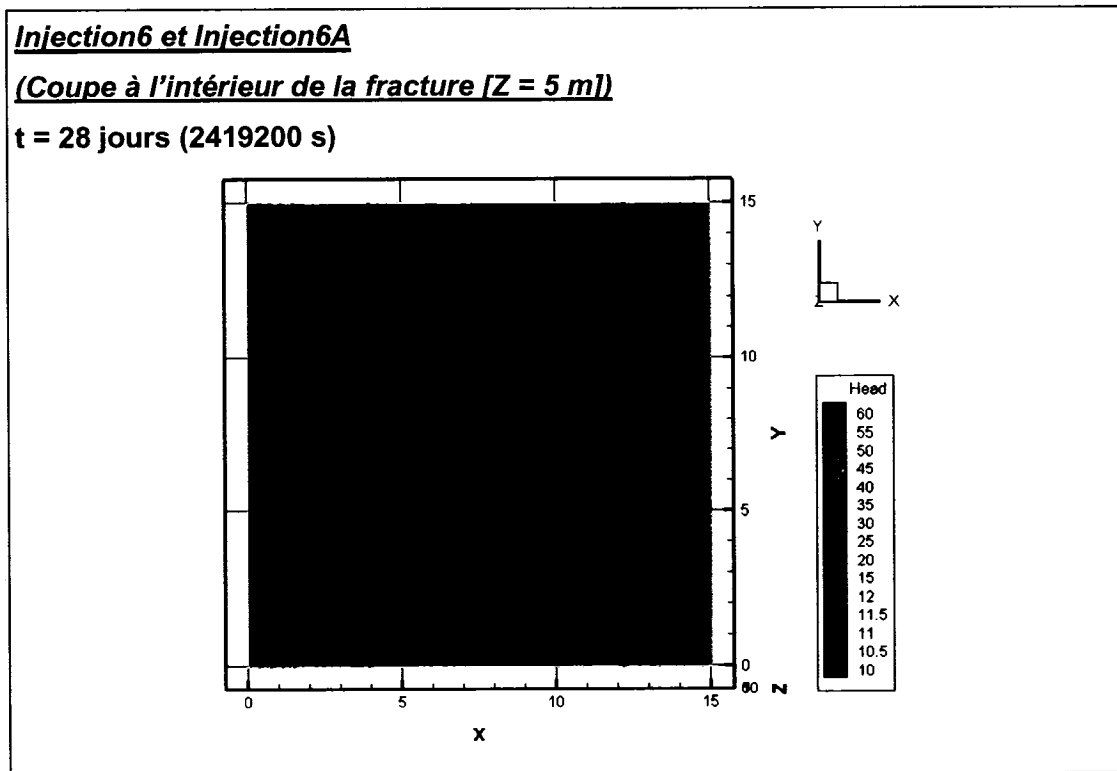


Figure 5.26 Vue en plan des lignes équipotentiels, simulation *Injection6* et *Injection6A*, au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.

Puisque le gradient hydraulique demeure fixe durant la simulation, les vitesses moyennes dans la fracture varient en fonction de l'ouverture (voir la figure 5.28). À partir des vitesses moyennes dans la fracture, la conductivité hydraulique moyenne par rapport à l'axe des X, pour les différentes ouvertures, peut être calculée. Le tableau 5.1 montre l'influence de l'ouverture sur la conductivité hydraulique à l'intérieur de la fracture. La conductivité hydraulique est calculée à l'aide de la formule extraite de la loi cubique (équation 3.15) :

Tableau 5.1 Effets du changement de l'ouverture sur la conductivité hydraulique moyenne.

Ouverture	0,01 mm	0,1 mm	1 mm
K_f (m/s)	8,09E-05	0,008094	0,809406

Donc, pour une ouverture dix fois plus petite que 0,1 mm, la valeur de la conductivité hydraulique moyenne de la fracture diminuera de 8.1×10^{-3} m/s à 8.1×10^{-5} m/s. Pour une ouverture de 1 mm, la valeur de la conductivité hydraulique passera de 8.1×10^{-3} m/s à 8.1×10^{-1} m/s.

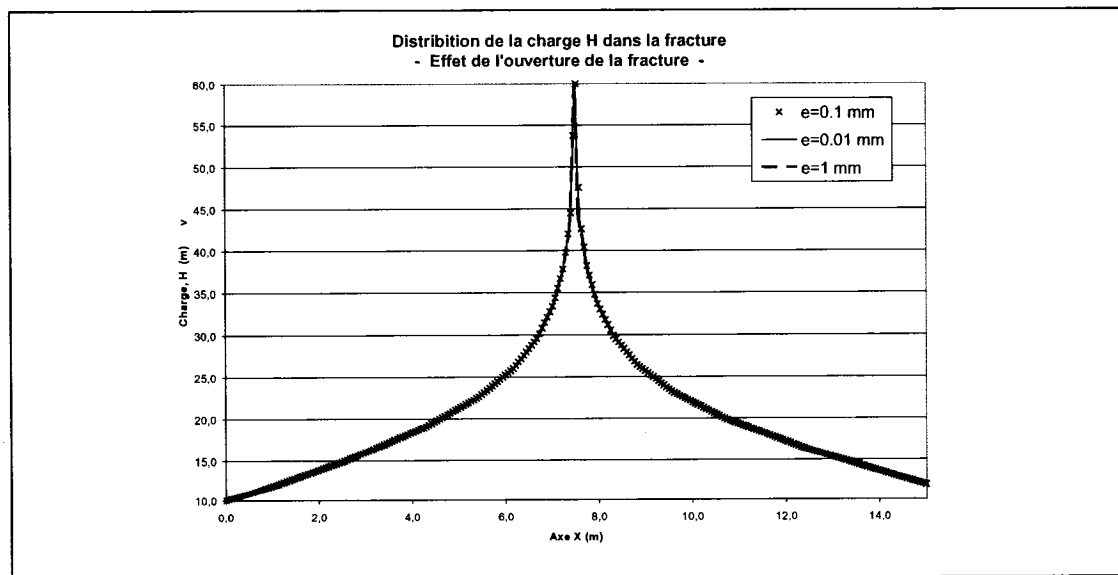


Figure 5.27 Graphique de la distribution des charges, simulation Injection6 et injection6A, au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.

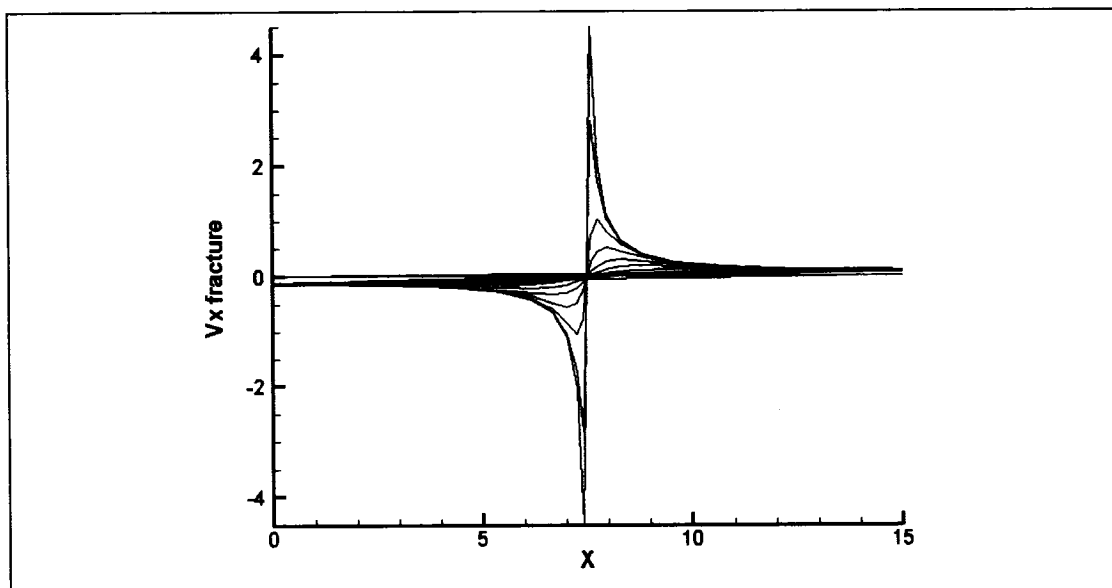


Figure 5.28 Graphique de la distribution des vitesses, simulation Injection6 et Injection6A, au temps $t=28$ jours ; variation de l'ouverture.

E. Influence du débit d'injection dans le puits (Simulation : Injection7)

Dans la simulation présentée à la section 5.2, un débit de 2 L/min ($3,33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$) a été imposé dans le puits. Pour voir les effets du changement du débit sur la distribution des charges dans la fracture, une nouvelle simulation (« Injection7 ») a été effectuée avec un débit imposé dans le puits de 5 L/min ($8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$).

Les résultats obtenus montrent que la charge maximale atteinte dans tout le domaine est beaucoup plus élevée. Elle est de 134 m dans le cas d'un débit d'injection de 5 L/min, au lieu de 60 m avec un débit d'injection de 2 L/min. La distribution des charges dans la fracture est présentée à la figure 5.29 et sur le graphique de la figure 5.30. Les vitesses maximales et minimales atteintes dans la fracture sont aussi plus élevées soit, respectivement, de 11,3 m/s et -11,3 m/s au lieu de 4,50 m/s et 4,52 m/s (voir figure 5.31).

Donc le débit d'injection imposé dans le puits a une influence directe sur la valeur des charges hydraulique dans la fracture.

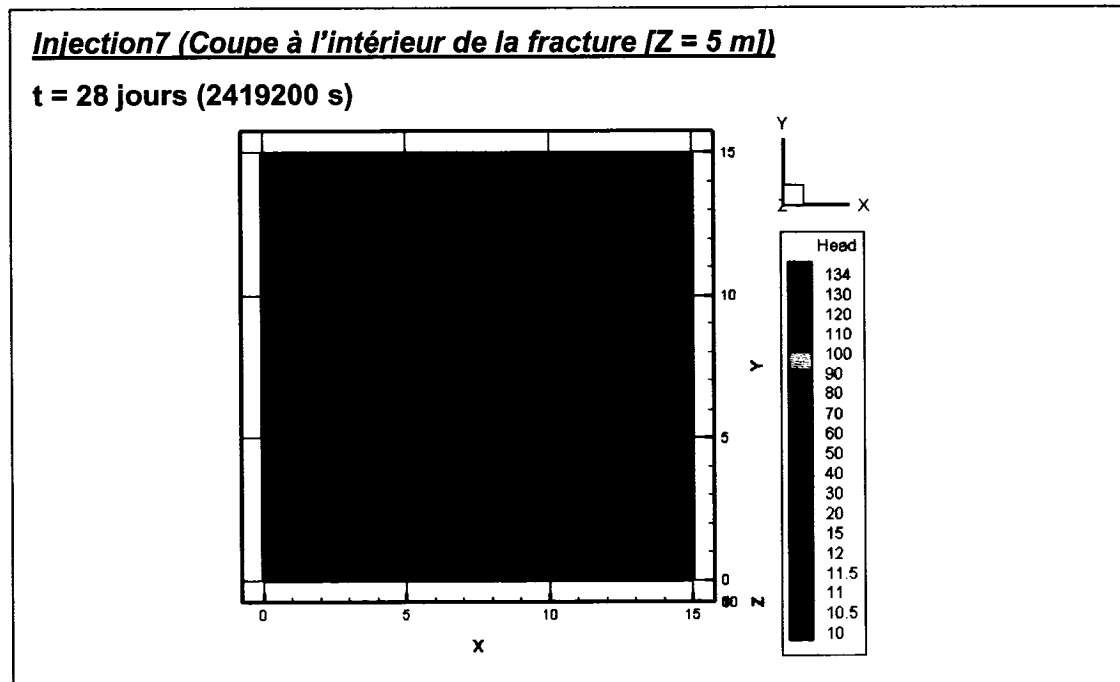


Figure 5.29 Vue en plan des lignes équipotentielles, simulation Injection7, au temps $t = 28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).

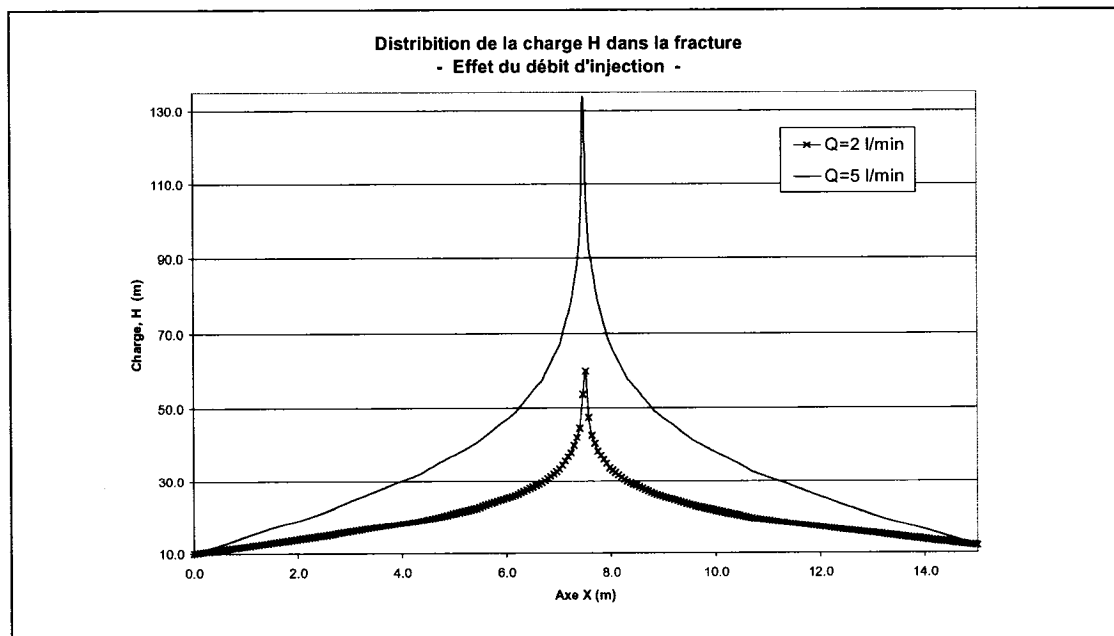


Figure 5.30 Graphique de la distribution des charges, simulation Injection7, au temps $t = 28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).

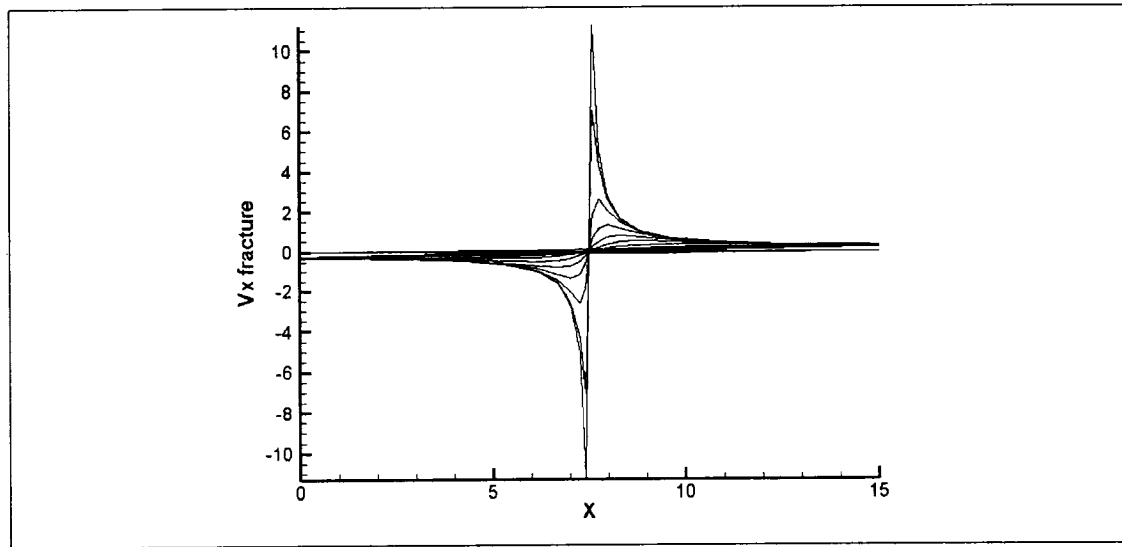


Figure 5.31 Graphique de la distribution des vitesses, simulation *Injection7*, au temps $t=28$ jours ; variation du débit d'injection ($Q = 5$ L/min).

F. Influence du coefficient d'emmagasinement spécifique de la fracture, S_{sf}
(Simulation : *Injection8*).

Une simulation, « *Injection8* », a été effectuée en augmentant le coefficient d'emmagasinement spécifique de la fracture (S_{sf}) de deux ordres de grandeur, de $1,0 \times 10^{-8} \text{ m}^{-1}$ à $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$. Lors de cette simulation la valeur de l'ouverture n'est pas changée. Les résultats présentés aux figures 5.32 à 5.34 montrent que cette augmentation n'entraîne aucun changement dans la distribution des charges et dans les vitesses à l'intérieur de la fracture.

Le coefficient d'emmagasinement spécifique de la fracture varie légèrement, mais comme le volume d'eau dans la fracture est petit, l'influence de S_{sf} est petite. Ceci explique qu'aucun changement n'est observé dans les résultats si le coefficient d'emmagasinement spécifique de la fracture est modifié lorsque l'ouverture demeure constante.

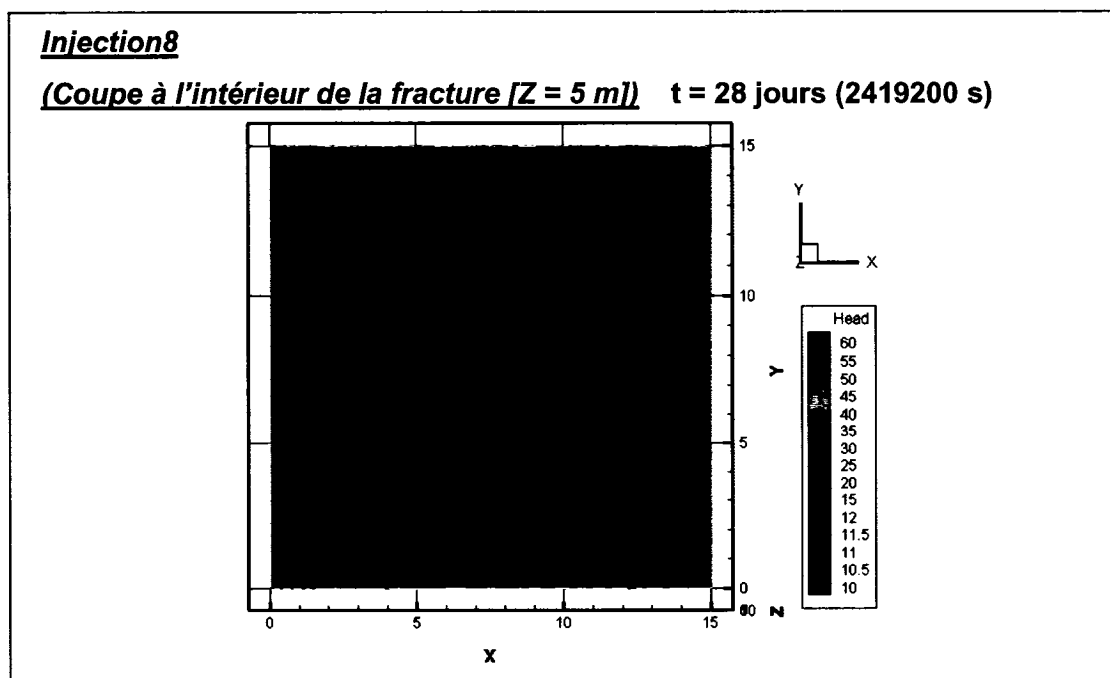


Figure 5.32 Vue en plan des lignes équipotentiels, simulation Injection8, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$.

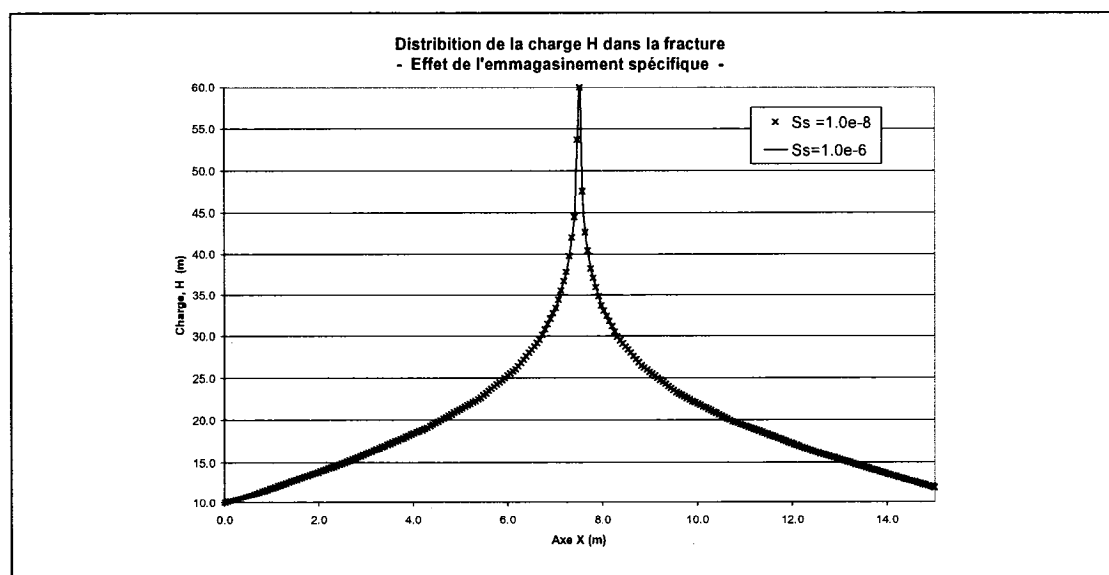


Figure 5.33 Graphique de la distribution des charges, simulation Injection8, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$.

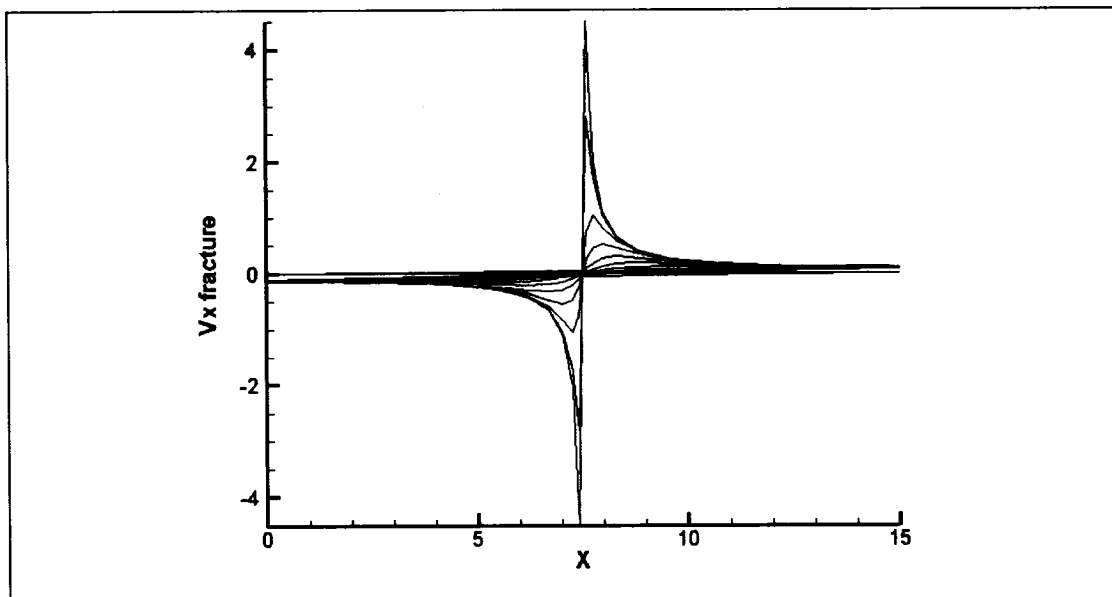


Figure 5.34 Graphique de la distribution des vitesses, , simulation *Injection8*, au temps $t=28$ jours ; Augmentation du coefficient d'emmagasinement spécifique à $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$.

G. Influence du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc, S_{sr}
(Simulation : *Injection9A* et *Injection9B*).

Des changements du coefficient d'emmagasinement spécifique de la matrice poreuse ont aussi été effectués pour évaluer les changements dans la distribution des charges dans la fracture et dans les vitesses dans la fracture. Le tableau 5.2 montre les effets de ces changements sur la charge et les vitesses maximales dans la fracture.

Tableau 5.2 Effets du changement du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc.

$S_s \text{ (m}^{-1}\text{)}$	$H_{\max} \text{ (m)}$	$(V_x)_{\max} \text{ (m/s)}$	$(V_x)_{\min} \text{ (m/s)}$
1,0 e-8	60,30	4,50	-4,52
1,0 e-7	60,30	4,50	-4,52
1,0 e-6	60,30	4,50	-4,52
1,0 e-5	60,30	4,50	-4,52

Le changement du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc n'entraîne aucun changement dans les résultats obtenus. Physiquement, la valeur du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc est principalement contrôlée par la compressibilité du sol ou du massif rocheux. La variation de celui-ci n'entraînera pas de différence dans les résultats avec HydroSphere, car la valeur de la compressibilité de masse de la matrice poreuse est supposée nulle en condition saturée (Therrien et Sudicky 1996). Aussi, tous les résultats sont comparés en régime quasi permanent. Dans ce cas, le coefficient d'emmagasinement spécifique n'intervient pas dans les équations. La variation du coefficient d'emmagasinement spécifique affecte la phase transitoire. Puisque la variation du coefficient d'emmagasinement spécifique du roc n'affecte pas les résultats obtenus, la figure de la distribution des charges ainsi que les graphiques de la distribution des charges et de la vitesse ne sont pas présentés.

5.4 Dernières remarques

Dans ce chapitre, la validité de la solution numérique a été évaluée de deux façons, d'une part, à l'aide de la solution analytique du puits au centre d'une île et, d'autre part en vérifiant que les débits entrants soit égaux aux débits sortants et que les vecteurs de vitesses soit perpendiculaires aux lignes équipotentiels. Dans tous les cas, ces vérifications ont confirmées la validité de la solution numérique. Cela démontre, du moins en partie, la capacité d'HydroSphere à simuler correctement l'écoulement dans un milieu poreux (en régime permanent et en condition saturé). Ces simulations ont aussi permis de se familiariser avec les logiciels HydroSphere et Tecplot, ainsi qu'avec le processus d'extraction des données. Dans ces problèmes, les conditions aux frontières imposées au modèle ne représentent pas nécessairement une réalité. Par exemple, un gradient hydraulique élevé a été choisi afin d'obtenir de plus grandes différences lors de la visualisation des résultats.

L'étude paramétrique réalisée ensuite a permis de présenter les applications préliminaires et les vérifications additionnelles faites avec HydroSphere. Il a été démontré que plusieurs paramètres ont une influence directe sur l'écoulement dans le domaine de la simulation : la conductivité hydraulique du roc, la présence d'un écoulement, l'ouverture de la fracture et le débit d'injection. La validité de la solution

numérique a été démontrée pour chacune des simulations en vérifiant que les vecteurs de vitesses sont perpendiculaires aux lignes d'écoulement et en s'assurant que les débits entrants sont égaux aux débits sortants. Pour toutes les analyses, un critère de convergence d'une différence maximale de 0,00001 m sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, a été utilisé.

Quelques difficultés ont été rencontrées au cours de ses simulations. La convergence du modèle créé pour l'analyse avec HydroSphere n'a pas été facile à obtenir. La taille des éléments, celles des pas de temps et de plusieurs autres paramètres ont dû être ajustés à plusieurs reprises afin de faire converger les simulations et obtenir des résultats satisfaisants. La taille de la grille, le nombre de temps de sortie demandé et le critère de convergence choisi influencent directement le temps de calculs et la grosseur des fichiers de sortie créés par HydroSphere, ce qui a aussi causé quelques difficultés lors des analyses. Certaines difficultés ont aussi été rencontrées lors de l'interprétation des résultats obtenus à l'aide du logiciel Tecplot. Il n'était pas toujours évident de visualiser et d'extraire convenablement les données.

Les résultats de ces analyses montrent que les paramètres entrés dans les fichiers d'instructions d'HydroSphere, pour les conditions initiales, sont adéquats.

Rappelons enfin que malgré ses caractéristiques intéressantes, le modèle d'HydroSphere ne prend pas en compte le couplage hydromécanique existant dans la réalité, l'ouverture des discontinuités est considérée constante. Le modèle fait abstraction du lien existant entre les propriétés hydriques des discontinuités et du niveau de contraintes effectives qui agit à l'intérieur de la fracture. Dans le chapitre suivant, un couplage hydromécanique indirect sera pris en considération dans les analyses.

CHAPITRE 6

ANALYSES HYDROMÉCANIQUES D'UN CHANTIER REMBLAYÉ

Les analyses réalisées ici consistent à effectuer un couplage indirect des résultats mécaniques et hydrauliques obtenus des logiciels Phase² et HydroSphere, en adaptant le modèle CSDS_w. Ce chapitre présente les résultats de plusieurs simulations numériques effectuées afin d'évaluer les caractéristiques des écoulements en milieu fracturé à proximité d'un chantier souterrain et d'un parc à résidus. Toutes les simulations sont effectuées pour un écoulement en conditions saturées, la nappe phréatique est située à la surface. Dans les simulations les calculs sont réalisés en transitoire jusqu'à l'atteinte d'un régime quasi permanent.

La première partie de ce chapitre décrit les simulations réalisées. La seconde partie présente les résultats de l'analyse hydromécanique pour un chantier souterrain situé à proximité d'une discontinuité. La troisième partie présente les résultats de l'analyse hydromécanique d'un chantier situé à proximité d'une discontinuité et d'un parc à résidus.

6.1 Description des simulations

Pour effectuer le couplage hydromécanique indirect dans les simulations, les logiciels Phase² (Rocscience inc. 2003) et HydroSphere (Therrien et al. 2003) et le modèle CSDS_w sont utilisés. Le schéma de la figure 6.1 illustre les principales étapes du processus du couplage hydromécanique indirect. Dans un premier temps, une analyse avec HydroSphere est effectuée pour extraire la distribution des charges à l'intérieur de la fracture ainsi que les débits qui circulent dans différentes sections. À partir de la distribution des charges à l'intérieur de la fracture, les forces qui agissent à l'opposé de la contrainte normale sont calculées le long de la discontinuité.

Deuxièmement, des analyses avec Phase² sont réalisées pour extraire les variations dans la distribution des champs de contraintes à l'intérieur et autour de la fracture. Tout d'abord, une simulation, sans l'action des forces dues aux pressions

d'eau, est réalisée. Ensuite, l'action des forces est ajoutée. Cela a pour effet de réduire la contrainte normale et ainsi, l'influence des pressions d'eau sur le champ des contraintes peut être analysée. La nouvelle distribution des contraintes le long de la fracture, tirée de Phase², donne les paramètres nécessaires pour le calcul des nouvelles ouvertures. Le graphique de la distribution de la contrainte normale, qui agit le long de la fracture, est discrétisé en sections représentatives de contraintes normales constantes différentes. Ces contraintes normales sont utilisées lors de l'analyse faite à l'aide du modèle CSDS_w. Cette discrétisation est effectuée en choisissant des sections représentatives le long de la fracture dans laquelle la contrainte normale est relativement uniforme. Ensuite, le graphique de la distribution des déplacements en cisaillement le long de la fracture est discrétisé selon les mêmes sections obtenues pour le graphique de la distribution de la contrainte normale le long de la fracture. Les valeurs du déplacement en cisaillement obtenues avec cette discrétisation sont utilisées pour obtenir la nouvelle ouverture engendrée par les pressions d'eau présentes dans la fracture.

Par la suite, le modèle CSDS_w est utilisé pour obtenir le graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement de la fracture et cela, pour chacune des différentes contraintes normales obtenues précédemment. Avec ce graphique et les valeurs des déplacements en cisaillement (tiré du graphique de la distribution des déplacements en cisaillement le long de la fracture, obtenu de Phase²), la différence d'ouverture due aux pressions d'eau dans la fracture est obtenue. Les nouvelles ouvertures de la fracture peuvent donc être calculées à partir de l'ouverture initiale pour chacune des sections supportant des contraintes normales différentes.

Finalement, les ouvertures le long de la fracture sont modifiées dans les fichiers de données d'HydroSphere et une autre analyse est effectuée pour compléter le couplage hydromécanique indirect. À partir de ces résultats, les changements dans la distribution des charges à l'intérieur de la fracture ainsi que dans les débits qui circulent dans différentes sections sont extraits et comparés aux résultats des simulations réalisées avec le couplage hydromécanique.

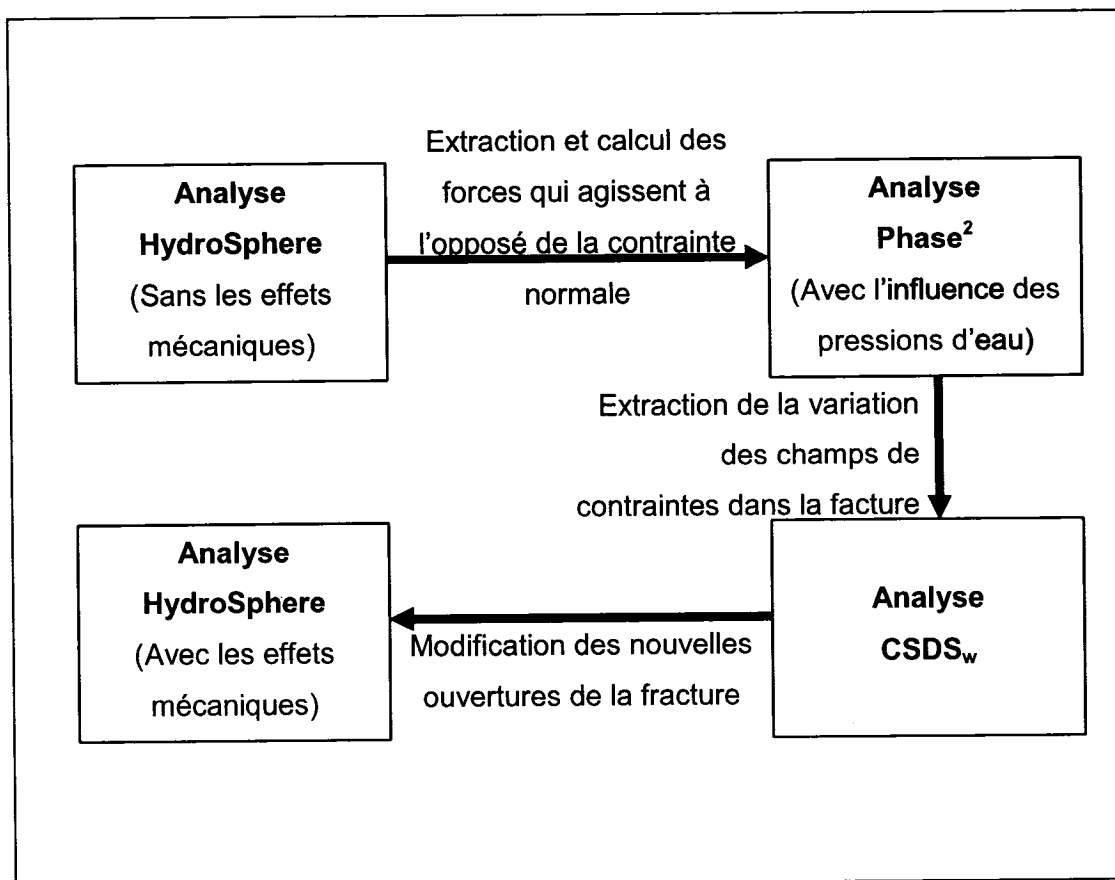


Figure 6.1 Schéma illustrant le processus du couplage hydromécanique indirect.

6.2 Analyse hydromécanique d'une discontinuité à proximité d'un chantier souterrain

Cette première analyse consiste à inclure les effets du couplage hydromécanique lors de l'analyse d'un chantier souterrain remblayé situé à proximité d'une discontinuité géologique (voir figure 6.2). Des mouvements le long de la discontinuité peuvent être attendus à mesure que l'exploitation progresse vers la discontinuité. Ceci aura une influence directe sur l'ouverture ; l'écoulement dans la discontinuité et autour du chantier sera affecté. Tous les fichiers des simulations et des calculs réalisés dans cette section se retrouvent à l'Annexe 3.

6.2.1 Données générales des simulations

Les contraintes imposées dans ce problème ne sont pas représentatives des conditions présentes naturellement dans le bouclier canadien. La contrainte *in situ* verticale (σ_1) est de 60 MPa et la contrainte naturelle horizontale (σ_3) est de 20 MPa. Le massif rocheux a un module de déformation E_m de 20 GPa, un coefficient de Poisson ν de 0,2, une résistance en compression uniaxiale de 170 MPa et un poids volumique de 27 kN/m³. Le roc a une conductivité hydraulique de 10⁻⁸ m/s et une porosité de 2%. Le remblai a une conductivité hydraulique de 10⁻⁵ m/s (Godbout et al. 2004), une porosité de 40% et un poids volumique de 18 kN/m³ (Ouellet et al. 2004). La discontinuité a une ouverture initiale, e_{init} , de 0,1 mm. Les valeurs des paramètres de la discontinuité, présentées au tableau 6.1, proviennent des résultats avec les paramètres moyens obtenus des essais de laboratoire de Olsson (1998), présentés à la section 4.3.2, avec une rigidité normale constante (voir le tableau 6.1). La contrainte normale varie en fonction des résultats tirés des analyses de Phase². La valeur de la pression d'eau P_w , ajoutée au modèle CSDS_w, est nulle, car l'effet de celle-ci est déjà pris en compte dans l'analyse avec Phase² par la réduction de la contrainte normale.

6.2.2 Analyse avec HydroSphere

Les résultats de deux simulations sont présentés. Elles ont été réalisées afin d'étudier l'influence de la présence d'un chantier sur l'écoulement et pour obtenir les forces dues aux pressions d'eau qui agissent dans la fracture. La figure 6.2 montre le domaine de la simulation qui est représenté par une grille de 21 m x 33 m x 1 m composée de blocs uniformes d'une dimension de 0,5 m x 0,5 m x 1 m. Une discontinuité, avec une ouverture initiale, e_{init} , de 0,1 mm, est présente à $Z = 24,5$ m. Le chantier remblayé a une dimension de 3 m x 15 m x 1 m. Des charges initiales de 10 m à $X = 0$ m et de 12 m à $X = 21$ m sont imposées aux frontières. Puisque les calculs sont réalisés en transitoire, la durée de la simulation est de 364 jours afin de s'assurer que l'état stationnaire soit atteint (régime quasi permanent). Pour l'analyse, un critère de convergence d'une différence maximale de 0,00001 m sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, est utilisé.

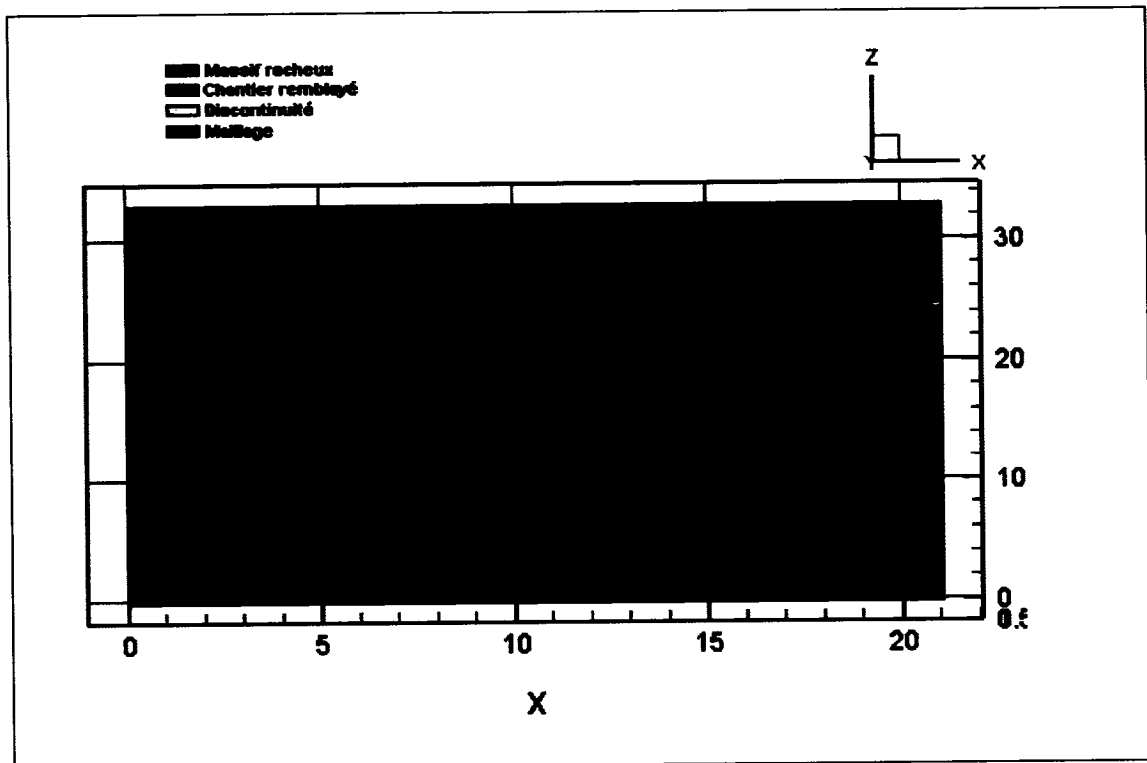


Figure 6.2 Grille du modèle général représentant un chantier souterrain remblayé à proximité d'une discontinuité géologique.

Tableau 6.1 Propriétés de la discontinuité et de l'utilisées dans l'analyse avec le modèle CSDS_w.

u_r	=	30,00	mm
u_p	=	3,500	mm
σ_n	=	Variable	MPa
σ_T	=	170	MPa
V_m	=	3	mm
k_{ni}	=	-5	MPa/mm
i_o	=	8	degré
K	=	1	MPa/mm
Φ_r	=	42,00	degré
Φ_b	=	39,00	degré
Φ_o	=	30,00	degré
S_o	=	10,00	MPa
P_w	=	0,0000	MPa

La première analyse, « Chantier1 », permet d'obtenir la distribution des charges sans chantier (figure 6.3). La distribution des charges est uniforme et les lignes équipotentiellles sont perpendiculaires à la direction de l'écoulement. La validité de la solution numérique a été vérifiée à l'aide des mêmes critères utilisés au chapitre 5. La seconde analyse, « Chantier2 », montre la nouvelle distribution des charges en présence d'un chantier remblayé situé au centre du maillage à 0,5 m en-dessous de la discontinuité (figure 6.4). Dans ce cas, la présence du chantier remblayé modifie l'écoulement dans le domaine de la simulation. La distribution des charges n'est plus uniforme, car elle est modifiée par la présence du chantier. Puisque les lignes d'écoulement sont perpendiculaires aux lignes équipotentiellles, une partie de l'écoulement passe par le chantier remblayé. Donc, les débits dans la section où se situe le chantier sont plus élevés lorsque que le chantier remblayé est présent dans le domaine de la simulation.

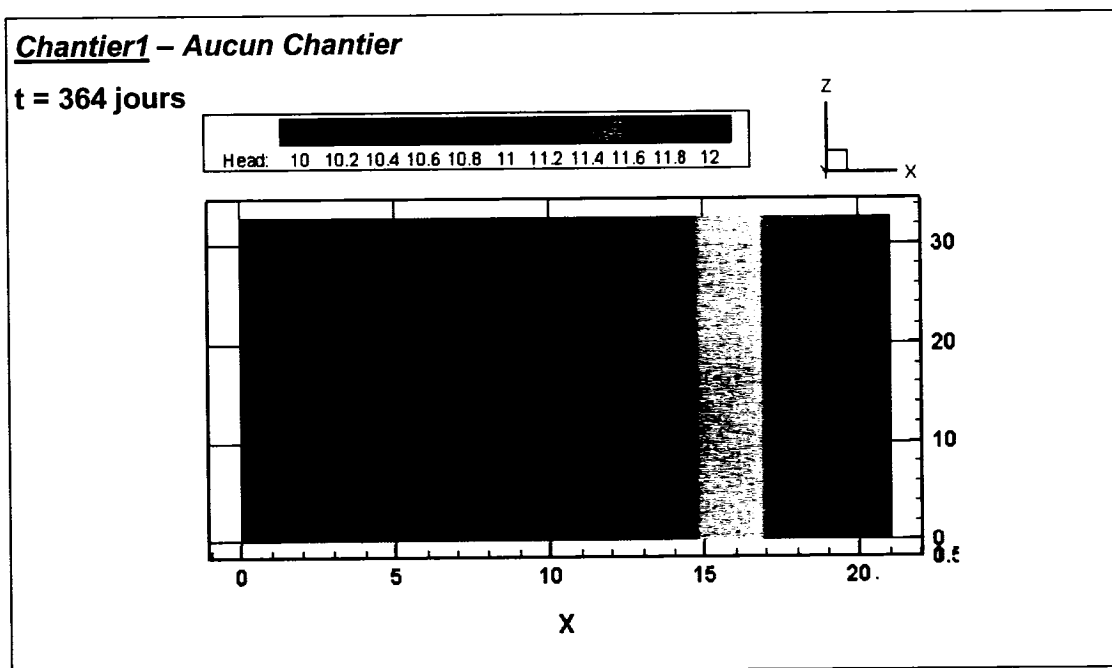


Figure 6.3 Analyse Chantier1 - Sans chantier : Distribution des charges (lignes équipotentiellles), au temps $t = 364$ jours.

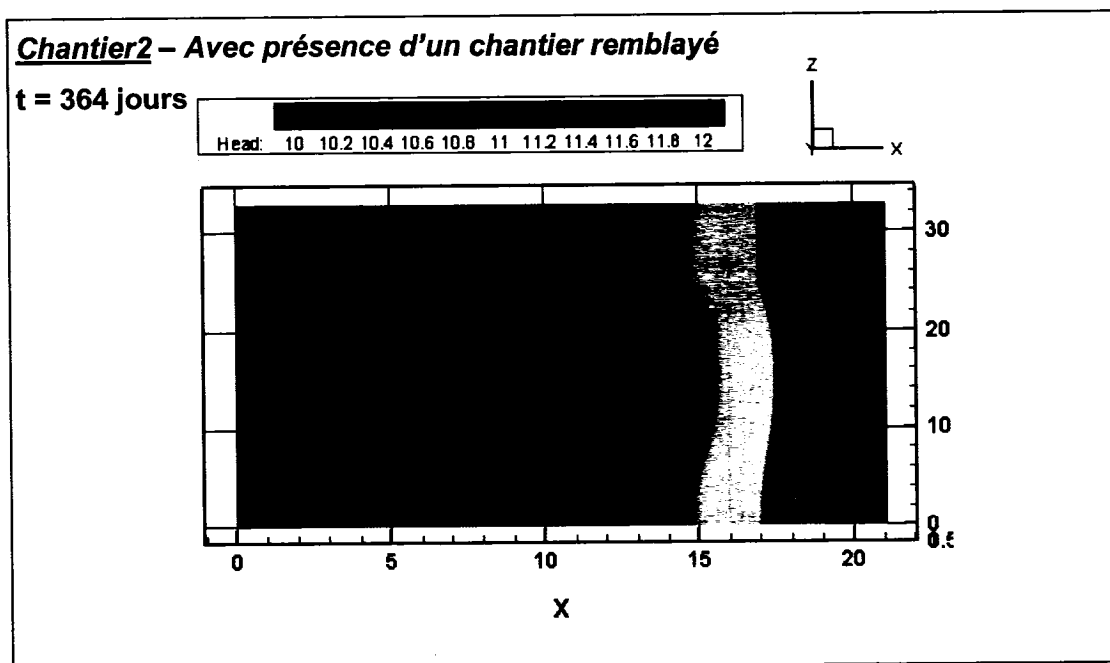


Figure 6.4 *Analyse Chantier2 - Avec présence d'un chantier : Distribution des charges (lignes équipotentiellles), au temps $t = 364$ jours.*

Le graphique de la distribution des charges pour les deux analyses est présenté à la figure 6.5. L'influence de la présence du chantier sur la distribution des charges est bien visible (celles-ci demeurent constantes dans le remblai). La figure 6.6 montre la distribution des charges à l'intérieur de la fracture dans la section qui passe au-dessus du chantier, soit entre 5 m et 15 m. La distribution des charges est modifiée par la présence du chantier. Dans le cas Chantier2, celles-ci augmentent à la gauche du chantier (vers la condition aux frontières : $H=10$ m) et elles sont diminuées vers la droite (vers la condition aux frontières : $H=12$ m), comparativement au cas Chantier1.

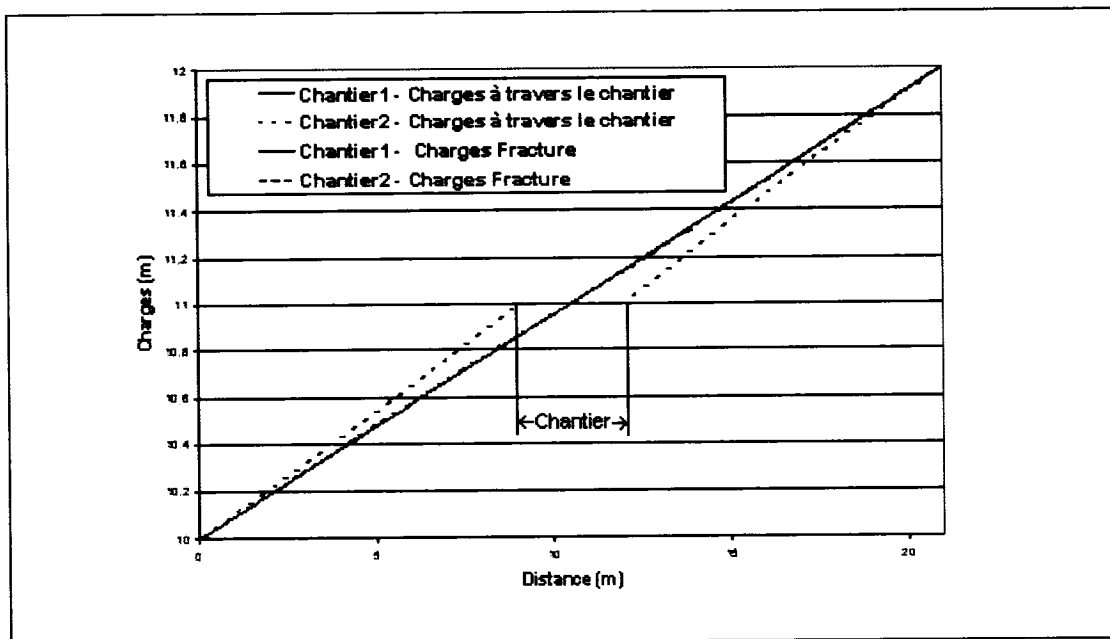


Figure 6.5 Graphique de la distribution des charges dans la fracture et dans une coupe qui passe à travers le chantier, au temps $t = 364$ jours.

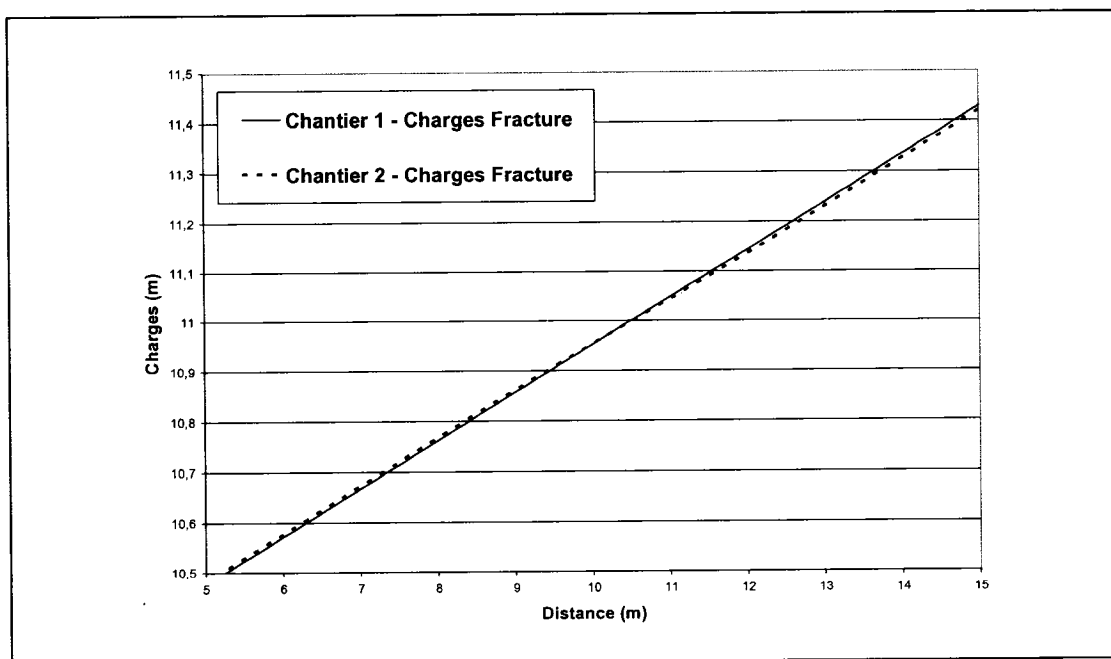


Figure 6.6 Graphique de la distribution des charges 364 jours dans la fracture, au temps $t = 364$ jours ; agrandissement de la section au-dessus du chantier (entre 5 et 15 m)

6.2.3 Analyse avec Phase²

La distribution des charges tirées d'HydroSphere permet de calculer les contraintes qui agissent à l'intérieur de la fracture, et qui sont ajoutées dans les analyses mécaniques. Le critère de rupture du massif rocheux utilisé dans l'analyse est celui de Hoek et Brown (1980), pour le remblai, celui de Mohr-Coulomb est utilisé et, finalement, le critère de rupture de la discontinuité est celui de Barton-Bandis (équations 2.30 à 2.37).

La dimension du modèle en deux dimensions est de 21 m dans la direction des X et de 33 m dans la direction des Y. Il est composé de 1253 nœuds et de 2382 éléments triangulaires, avec un raffinement proche du chantier et de la discontinuité. Le modèle de Phase² du chantier souterrain remblayé est présenté à la figure 6.7.

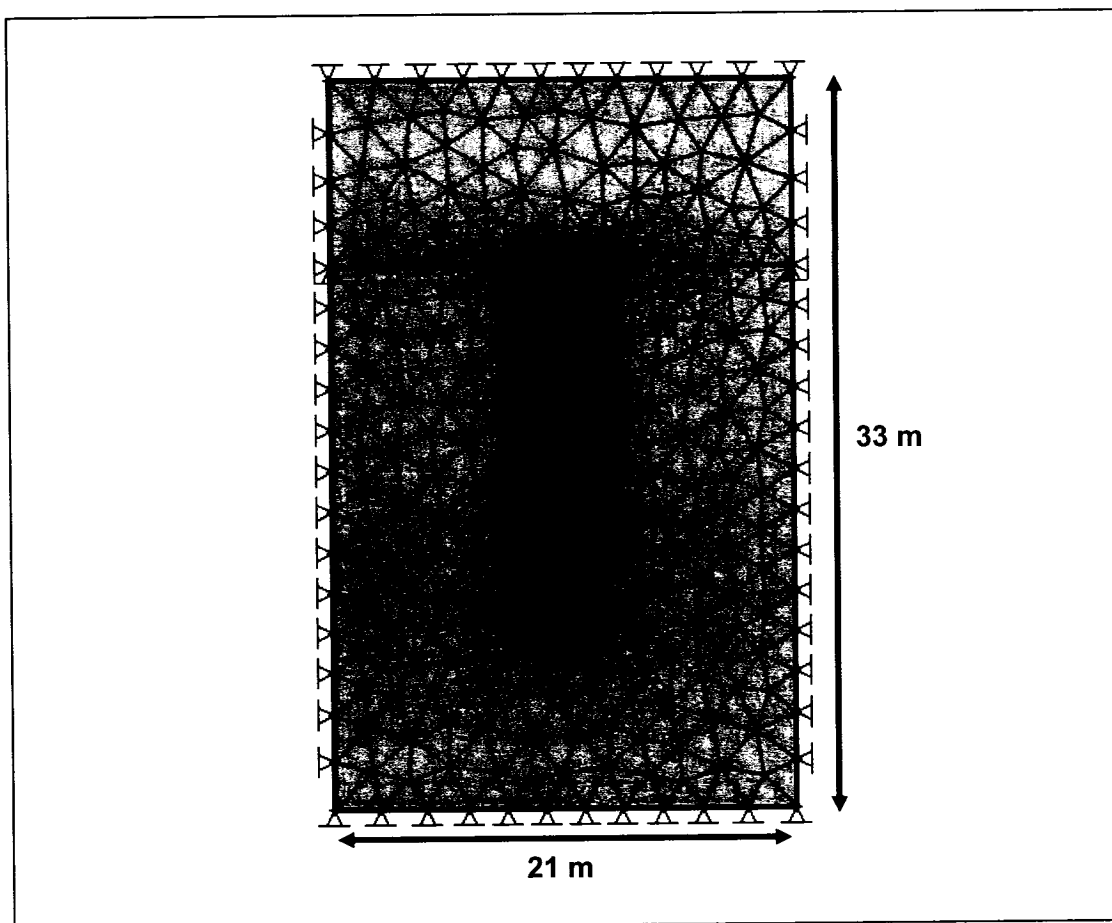


Figure 6.7 Grille du modèle utilisé pour l'analyse avec Phase² (Chantier de 3 m par 15 m)

L'analyse réalisée avec Phase² permet d'évaluer la réduction des contraintes normales due à la présence des pressions d'eau à l'intérieur de la fracture. La figure 6.8 montre les résultats de trois analyses. Une première analyse est réalisée afin d'obtenir la distribution des contraintes normales le long de la fracture sans les forces dues aux pressions d'eau. Ensuite, les forces calculées à partir de la distribution des charges le long de la fracture (obtenues d'HydroSphere à la section 6.2.2) sont ajoutées aux nœuds de la fracture et une deuxième analyse est effectuée. Puisque les forces ajoutées dans la discontinuité sont très petites (elles varient de 0,013 MN à 0,016MN) les changements de la contrainte normale sont petits. Pour mieux visualiser la réduction de la contrainte normale, une troisième analyse est réalisée avec des forces beaucoup plus élevées aux nœuds de la fracture (5 MN). La présence d'un écoulement à l'intérieur de la fracture a une influence directe sur le comportement mécanique de celle-ci (figure 6.8).

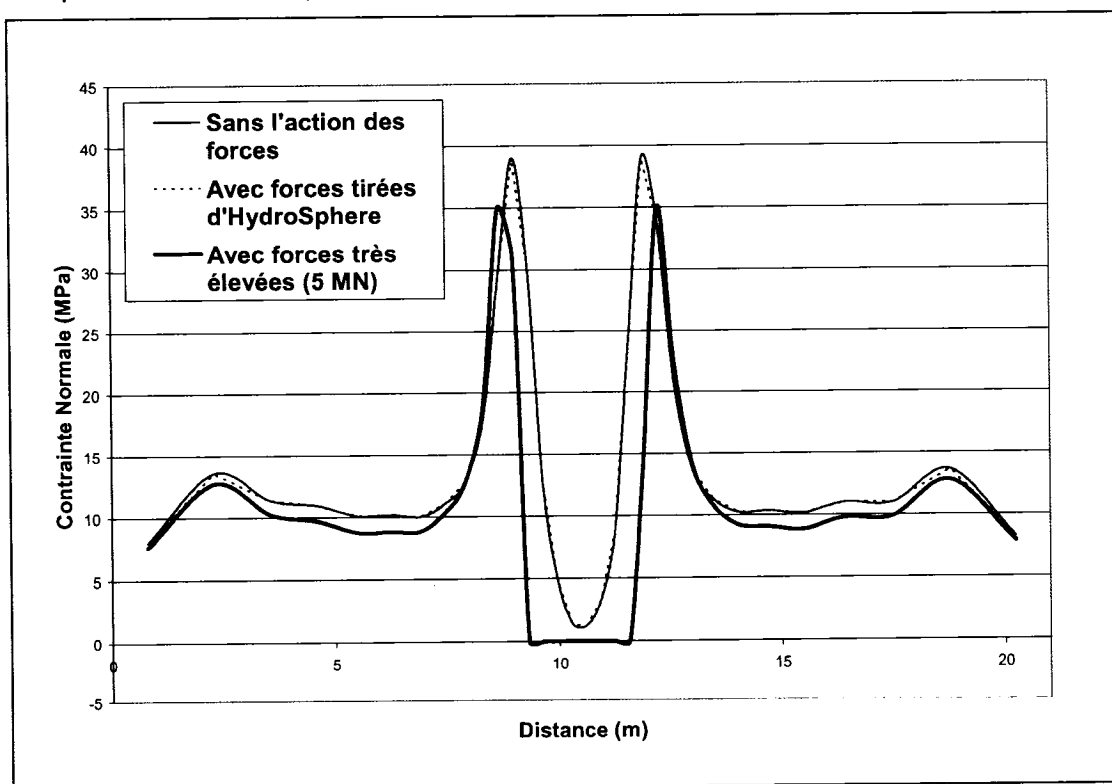


Figure 6.8 *Graphique de la distribution des contraintes normales le long de la fracture ; Effets de l'ajout des forces dues aux pressions d'eau aux nœuds de la fracture.*

La figure 6.9 présente la distribution du déplacement en cisaillement pour les trois analyses précédentes (sans force, avec forces HydroSphere, et avec forces très élevées). L'ajout de forces aux nœuds de la fracture a aussi une incidence sur le déplacement en cisaillement (mais les forces ajoutées doivent être très élevées pour générer une différence).

Donc la contrainte normale est réduite et le déplacement en cisaillement est modifié lors de l'ajout des forces engendrées par les pressions d'eau dans la fracture.

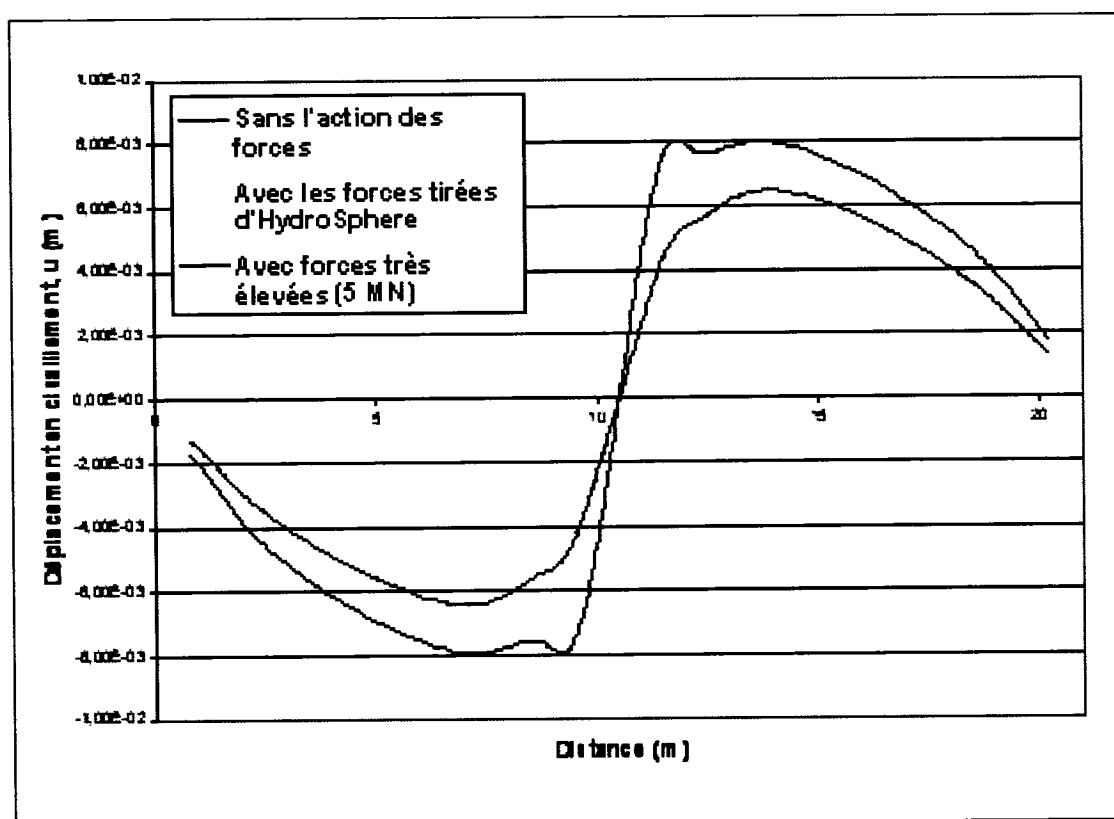


Figure 6.9 Graphique de la distribution du déplacement en cisaillement le long de la fracture. Effets de l'ajout des forces dues aux pressions d'eau aux nœuds de la fracture.

6.2.4 Analyse avec le Modèle CSDS_w

Des analyses avec le modèle CSDS_w sont réalisées afin de calculer les nouvelles ouvertures en fonction des différentes contraintes normales qui agissent le

long de la fracture. Le graphique de la distribution des contraintes normales dans la fracture, tiré de l'analyse avec Phase², est discrétisé en sections de contraintes normales moyennes tel que montré à la figure 6.10. La courbe de discrétisation montre l'évolution des contraintes normales imposées dans le processus du couplage hydromécanique. La longueur des sections est choisie pour obtenir des segments représentatifs de la contrainte normale qui agit dans cette zone. Dans les sections de la fracture où la contrainte normale est la plus élevée, les analyses ont été réalisées avec la valeur maximale ($(\sigma_n)_{\max} = 39 \text{ MPa}$) au lieu de la valeur moyenne, car la contrainte normale maximale qui agit dans la fracture sera celle qui aura le plus d'influence sur les changements dans l'ouverture de la discontinuité. Ce sera donc l'endroit où les changements dans l'ouverture de la fracture seront les plus grands.

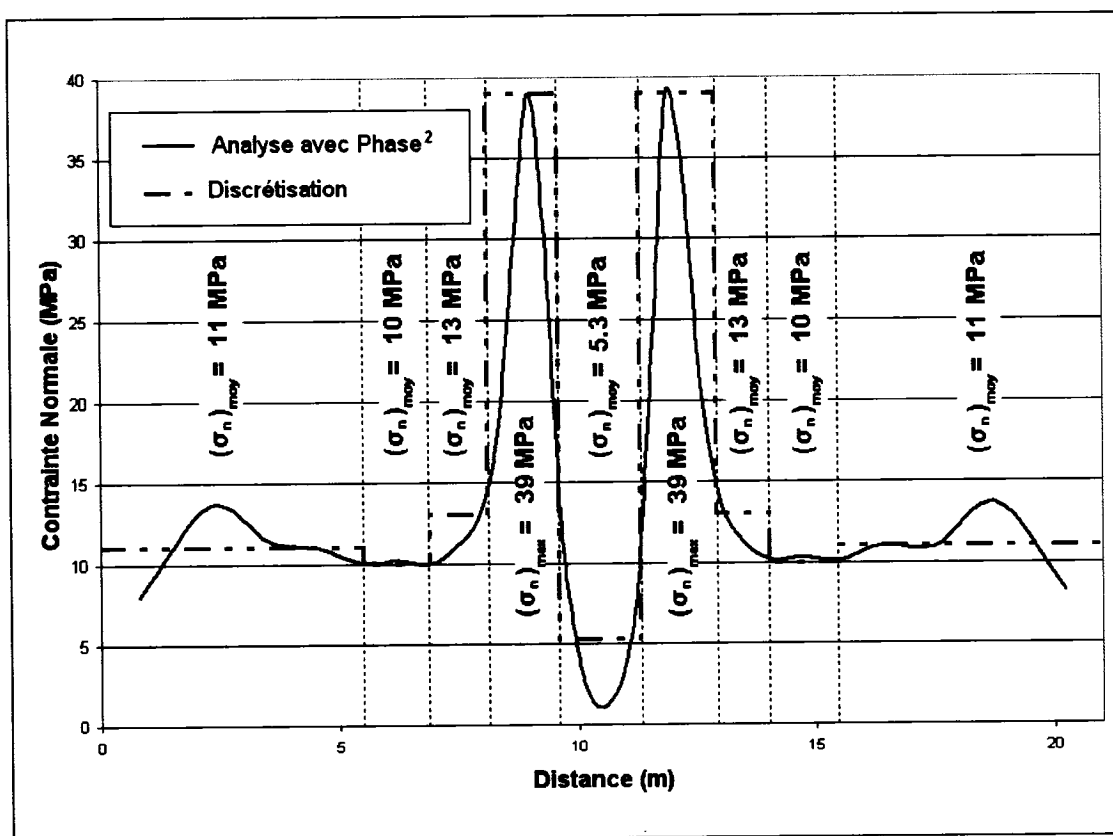


Figure 6.10 Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes.

Une analyse avec le modèle $CSDS_w$ est effectuée, pour chacune des sections discrétisées afin de calculer les déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement. La figure 6.11 montre les différentes courbes des déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement, obtenues à partir du modèle $CSDS_w$, pour chaque section de contraintes normales différentes (les détails des calculs sont présentés à l'Annexe 3).

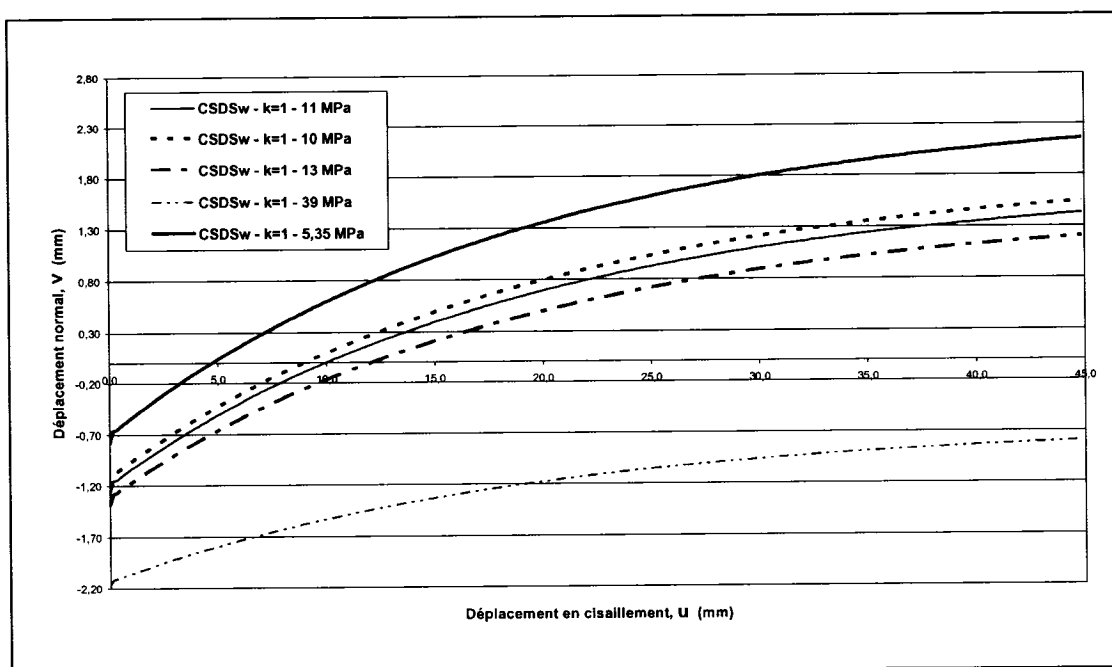


Figure 6.11 Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$.

Puisque le déplacement en cisaillement résiduel, u_r , n'est pas nécessairement atteint dans la fracture (c'est le cas de ces simulations), le graphique du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture (voir figure 6.12), tiré de Phase², est utilisé pour obtenir le déplacement en cisaillement moyen atteint dans chacune des sections de contrainte normale différente discrétisées. La courbe de discrétisation à la figure 6.12 montre l'évolution des déplacements en cisaillement imposés dans le processus du couplage hydromécanique.

À partir des courbes des déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement, obtenues à partir du modèle $CSDS_w$, on calcule le changement dans l'ouverture hydraulique de la fracture, Δe_h , pour chacune des sections discrétisées en fonction du déplacement en cisaillement moyen atteint dans la section (voir figure 6.13). Finalement, en additionnant Δe_h à l'ouverture initiale, e_{init} , on obtient les nouvelles ouvertures hydrauliques, e_h . Le tableau 6.2 présente, pour chacune des sections discrétisées, les valeurs de la contrainte normale, du déplacement en cisaillement, de la variation de l'ouverture hydraulique, de l'ouverture initiale et de la nouvelle ouverture hydraulique qui s'applique à chacune des sections.

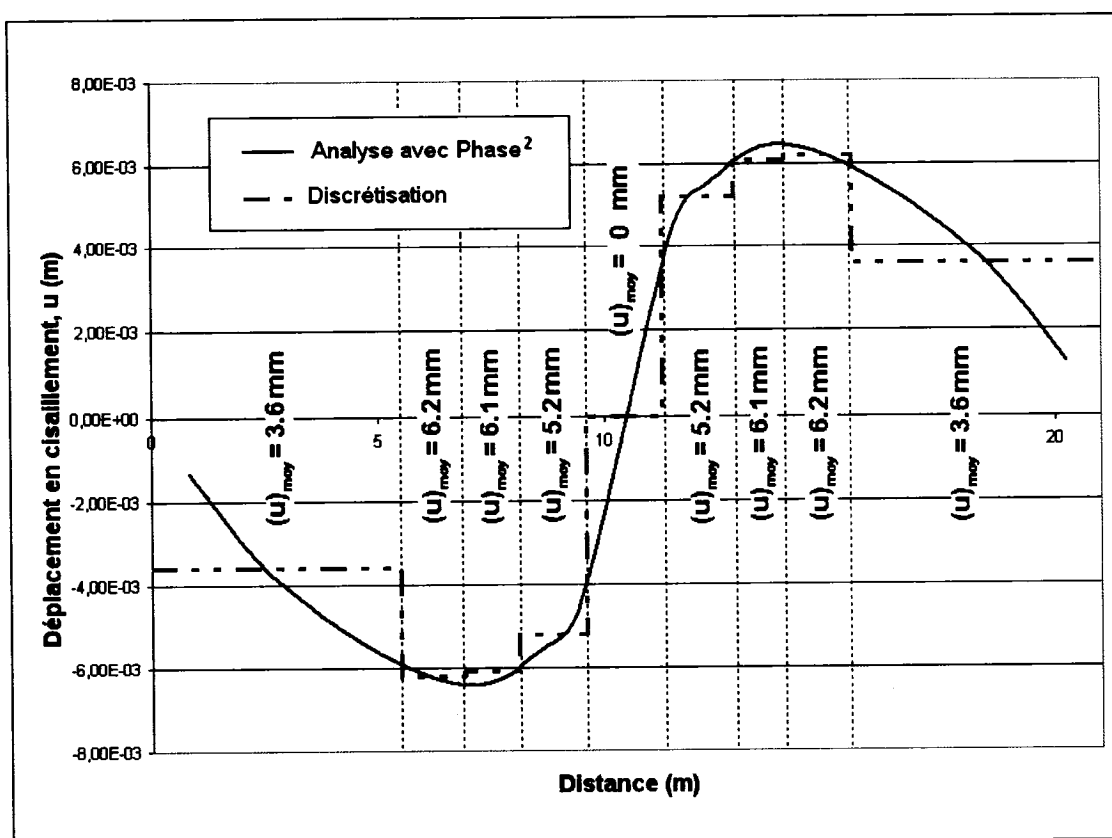


Figure 6.12 Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase².

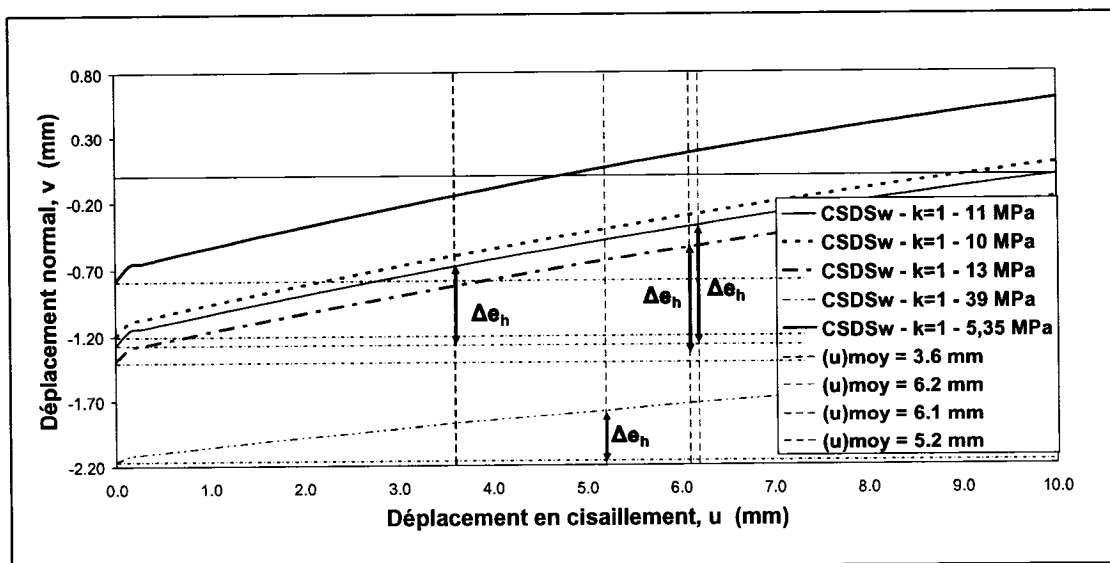


Figure 6.13 Agrandissement du graphique de l'ouverture de la fracture en fonction du déplacement en cisaillement.

Tableau 6.2 Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h .

Sections	σ_n (MPa)	u (mm)	e_{init} (mm)	Δe_h (mm)	e_h (mm)
0 à 5,5 m	11	3,6	0,1	0,59	0,69
5,5 à 6,9 m	10	6,2	0,1	0,905	1,005
6,9 à 8,1 m	13	6,1	0,1	0,845	0,945
8,1 à 9,6 m	39	5,2	0,1	0,4	0,5
9,6 à 11,3m	5,3	0	0,1	0	0,1
11,3 à 12,9 m	39	5,2	0,1	0,4	0,5
12,9 à 14 m	13	6,1	0,1	0,845	0,945
14 à 15,5 m	10	6,2	0,1	0,905	1,005
15,5 à 21 m	11	3,6	0,1	0,59	0,69

6.2.5 Analyse avec HydroSphere

Une troisième analyse, « Chantier3 », qui prend en compte les effets mécaniques, est effectuée afin d'évaluer les modifications dans la distribution des charges et dans les débits qui circulent à travers les différentes coupes. Pour inclure les effets mécaniques dans l'analyse de l'écoulement, les nouvelles ouvertures

hydrauliques de la fracture sont modifiées dans les fichiers issus de l'analyse avec le code HydroSphere. Le couplage hydromécanique indirect est alors complété.

Les résultats de cette analyse hydromécanique montrent qu'il y a un changement dans les charges et les débits dans le domaine de la simulation. Le graphique de la figure 6.14 présente les changements dans les charges à l'intérieur de la fracture et dans le chantier, dans la section où se situe le chantier, soit entre $X = 9$ m et $X=12$ m, pour la simulation sans les effets mécaniques (chantier2) et avec les effets mécaniques (chantier3). Les charges augmentent à l'intérieur de la fracture ; elles passent de 10,998 m à 11,000 m. Dans le chantier, les charges augmentent de 0,00002 m, passant de 10,99446 m à 10,99448 m. Le critère de convergence imposé au modèle est une différence de charge maximale de 0,00001 m entre chaque itération.

Les débits à l'intérieur du chantier remblayé, selon l'axe X (figure 6.15) et selon l'axe Z (figure 6.16), sont comparés pour chacune des trois simulations. On peut voir que les débits augmentent lors de la présence d'un chantier remblayé dans le domaine de la simulation. Les débits passent alors de $-9,52 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier1) à $-1,23 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier2) selon l'axe X et de $-1,69 \times 10^{-18} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier1) à $-6,94 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier1) selon l'axe Z. Lorsque les effets mécaniques sont ajoutés au modèle, les débits augmentent aussi légèrement, passant de $-1,23 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier2) à $-1,26 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier3) selon l'axe X et de $-6,94 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier2) à $-7,15 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier3). L'ajout d'un chantier remblayé ainsi que l'augmentation de l'ouverture des fractures (couplage hydromécanique) entraînent l'augmentation des débits et des charges à l'intérieur du chantier remblayé, car l'écoulement dans le domaine de la simulation est modifié (il est en partie redirigé vers le chantier). Les vecteurs de vitesse autour de la discontinuité et du chantier remblayé sont présentés à la figure 6.17.

La figure 6.18 présente les variations des débits selon X à l'intérieur de la fracture. Le débit diminue dans la fracture s'il y a présence d'un chantier remblayé (Chantier2) comparativement au cas sans chantier (Chantier1). Les débits dans la fracture passent alors de $-6,924 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier1) à $-6,632 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier2). Avec l'analyse qui prend en compte le couplage hydromécanique (Chantier3), le débit augmentera légèrement dans la section à l'intérieur du chantier

ainsi que dans la fracture, il passe de $-6,632 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier2) à $-6,636 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (Chantier3). L'ajout du chantier remblayé dans le domaine de la simulation entraîne la diminution des débits dans la fracture puisque l'écoulement est redirigé vers celui-ci. Par contre, les débits augmentent lors du couplage hydromécanique de la fracture (augmentation des ouvertures).

Le tableau 6.3 présente les valeurs (dans le chantier et dans la fracture) des charges et des différents débits pour chacune des trois simulations. Les détails des calculs sont présentés à l'Annexe 3.

Bien entendu, puisque les forces ajoutées aux noeuds de la fracture dans l'analyse avec Phase² sont très petites, les changements de charges et de débits sont aussi petits. Les débits négatifs indiquent que l'écoulement s'effectue de la droite vers la gauche ou du haut vers le bas.

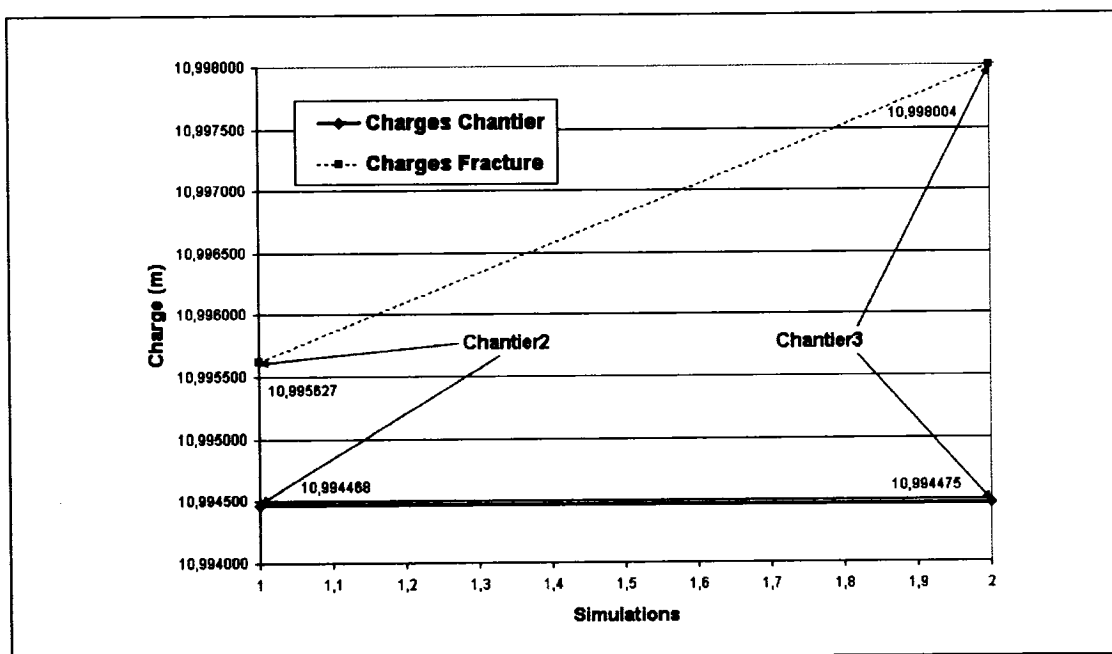


Figure 6.14 Graphique des charges dans le chantier et la fracture (section entre $X=9 \text{ m}$ et $X=12 \text{ m}$) ; Chantier2 : Sans les effets mécaniques, Chantier3 : Avec les effets mécaniques.

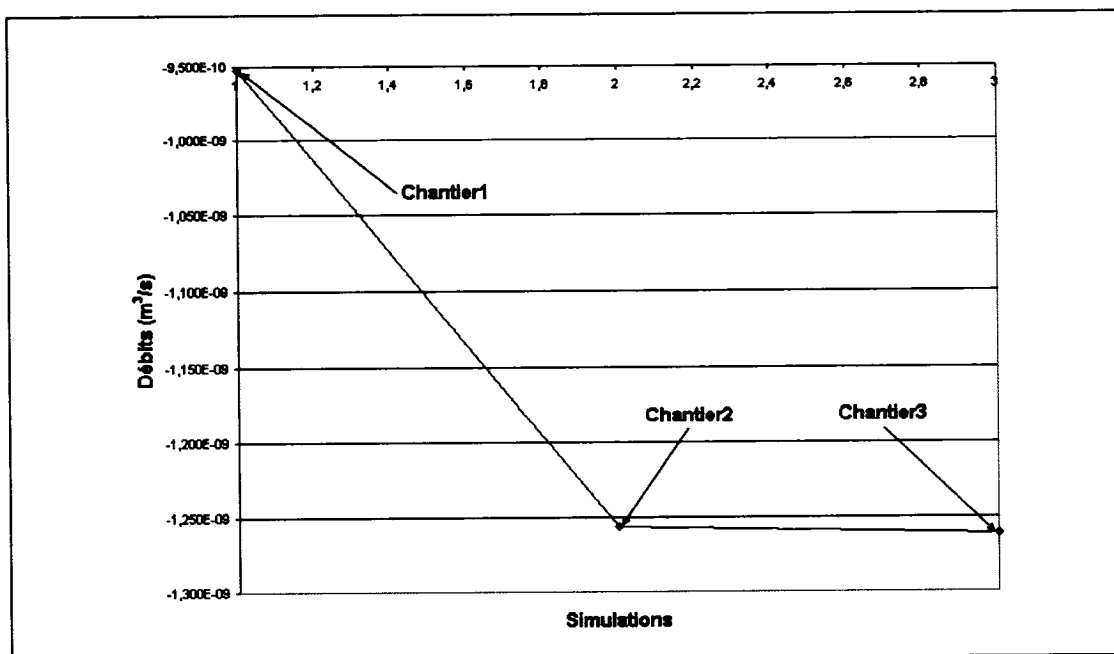


Figure 6.15 Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent dans le chantier (section entre $X=9$ m et $X=12$ m).

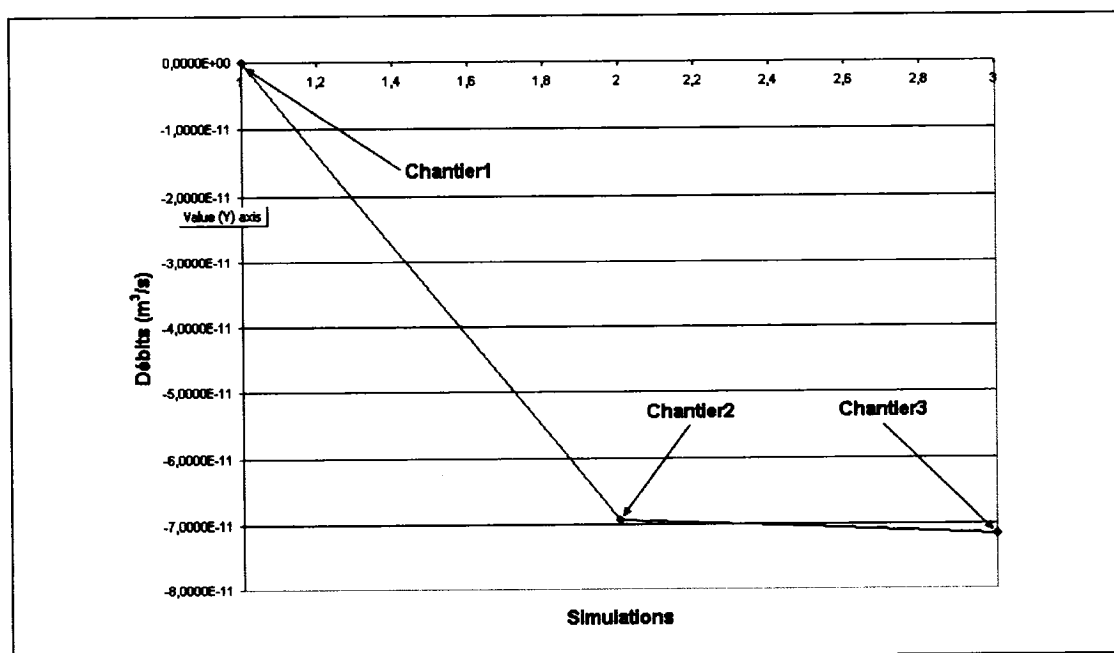


Figure 6.16 Graphique des débits, selon l'axe Z, qui passent dans le chantier (section entre $X=9$ m et $X=12$ m).

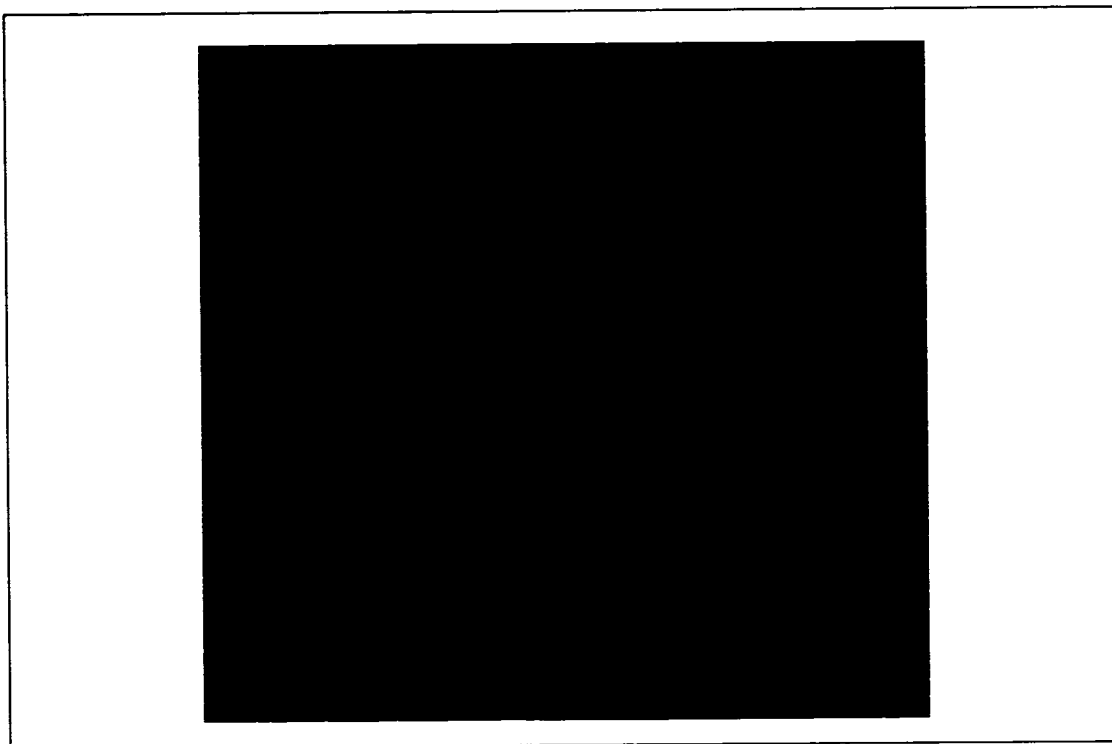


Figure 6.17 Vecteurs de vitesse autour de la discontinuité et du chantier remblayé.

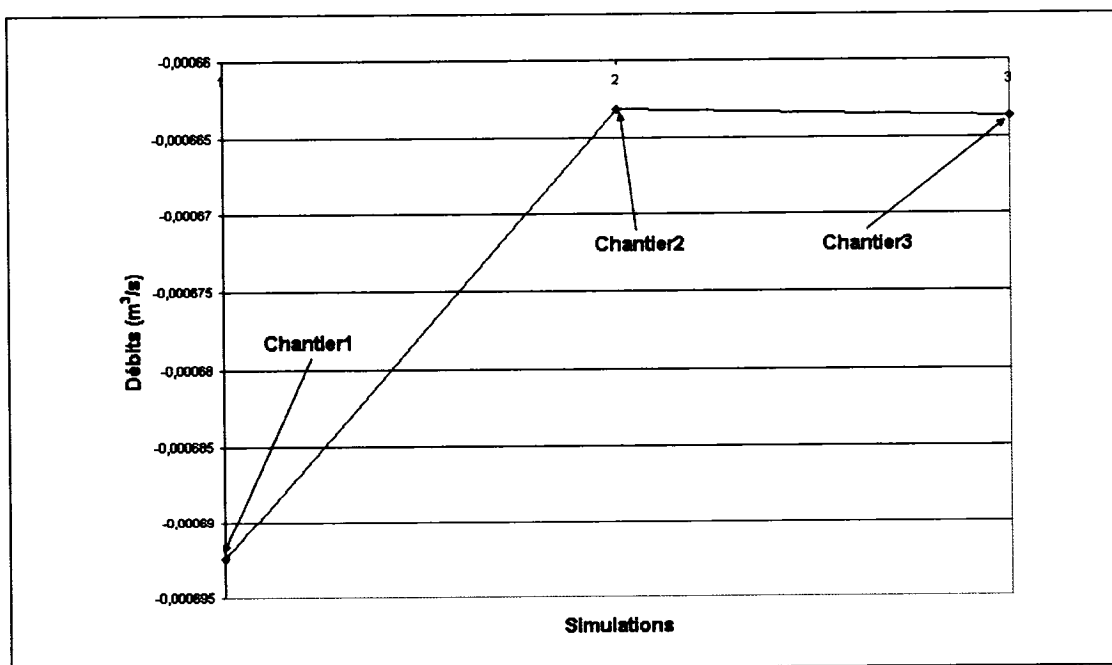


Figure 6.18 Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent à l'intérieur de la fracture dans la section entre $X = 9$ m et 12 m.

Tableau 6.3 Différents débits et des charges pour les trois simulations.

Données dans le chantier (Simulation 364 jours)	Chantier1	Chantier2	Chantier3
Charges (m)	11,002472	10,994468	10,994475
Débits X (m ³ /s)	-9,524E-10	-1,257E-09	-1,262E-09
Débits Z (m ³ /s)	-1,6854E-18	-6,9353E-11	-7,1506E-11

Données dans la fracture (Simulation 364 jours)	Chantier 1	Chantier2	Chantier3
Charges (m)	10,99562667	10,99800367	11,00002549
Débits X (m ³ /s)	-0,000692443	-0,000663153	-0,000663645
Débits Z (m ³ /s)	0	0	0

6.2.6 Analyse et discussion des résultats

Les simulations réalisées dans cette section ont permis d'effectuer un couplage indirect entre les résultats mécaniques et hydrauliques pour une discontinuité située à proximité d'un chantier souterrain. Les effets de la présence d'un chantier remblayé et ceux du couplage hydromécanique indirect sur le comportement mécanique ainsi que sur l'écoulement dans une discontinuité et autour d'un chantier remblayé ont pu être analysés.

Il a été observé que l'écoulement est modifié par l'ajout d'un chantier remblayé situé à proximité d'une discontinuité géologique. L'écoulement est redirigé partiellement vers le chantier remblayé, puisque l'écoulement sera favorisé vers le milieu de plus faible perméabilité. Les débits et les charges sont augmentés dans le chantier et ils diminuent à l'intérieur de la fracture.

Lors du couplage hydromécanique indirect, les ouvertures de la fracture ont été modifiées afin d'inclure les effets des pressions d'eau. Il a été montré que les débits ainsi que les charges augmentent dans le chantier remblayé et dans la discontinuité. La conductivité hydraulique de la fracture est proportionnelle au carré de l'ouverture de la fracture. Le couplage hydromécanique indirect entraîne l'augmentation de l'ouverture de la fracture, donc une augmentation des débits.

6.3 Analyses d'un chantier souterrain avec un parc à résidus à la surface

Cette section présente les résultats de l'analyse hydromécanique de l'influence de la présence d'un chantier souterrain, exploité à proximité d'une discontinuité et d'un parc à résidus, sur le comportement de la discontinuité et de l'écoulement. Le cas général (« *Chantier à 0m* ») est représenté à la figure 6.19. Il s'agit d'un chantier remblayé à proximité de la discontinuité, situé directement sous le parc à résidus.

Une première analyse en condition saturée, avec la nappe phréatique située en surface, est réalisée avec la présence d'un écoulement provenant du parc à résidus. Dans cette analyse il n'y a aucun chantier souterrain de présent. Par la suite, trois autres simulations sont effectuées afin de voir l'effet de la présence et de la position du chantier, par rapport au parc à résidus, sur le comportement de la discontinuité et sur l'écoulement. Finalement, le couplage hydromécanique à l'intérieur de la fracture est effectué afin d'évaluer les effets sur l'écoulement dans le domaine étudié. Dans toutes les simulations, la discontinuité est située à un mètre du haut du chantier ($Z=151$ m). Tous les fichiers des simulations et des calculs réalisés dans cette section se retrouve à l'Annexe 4.

6.3.1 Données générales des simulations

Les mêmes paramètres que ceux présenté à la section 6.2.1 et au tableau 6.1 sont utilisés pour les données géomécaniques du massif rocheux, du remblai et de la discontinuité utilisées dans les analyses. Le parc à résidus, situé à la surface, est d'une dimension de 500 m de longueur par 10 m de hauteur. Les résidus ont comme propriétés une conductivité hydraulique de 10^{-2} m/s, une porosité de 50% et un poids volumique de 20 kN/m^3 (Vick 1990).

6.3.2 Analyses avec HydroSphere

La dimension du modèle en trois dimensions est de 1500 m dans la direction des X, 1 m dans la direction des Y, et de 1500 m dans la direction des Z, laquelle est composée de 37422 éléments rectangulaires. Aux extrémités du domaine, la dimension des éléments est de 10 m par 10 m par 1 m, avec un raffinement jusqu'à 0,5 m dans la direction des X à l'approche du chantier, et un raffinement jusqu'à 0,5 m

selon Z vers la discontinuité. Les plus petits éléments du maillage ont une dimension de 0,5 m x 0,5 m x 1 m. Les conditions aux frontières suivantes sont imposées : une charge constante initiale de 12m est imposée au dessus du parc à résidus (X=500 m à 1000 m), avec H=10 m à X=0 m et 1500 m pour toute la durée de la simulation, qui est de 364 jours afin de s'assurer que le régime quasi permanent soit atteint (les calculs de cette simulation sont réalisés en transitoire). Pour l'analyse, un critère de convergence d'une différence maximale de 0,00001 m sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, est utilisé.

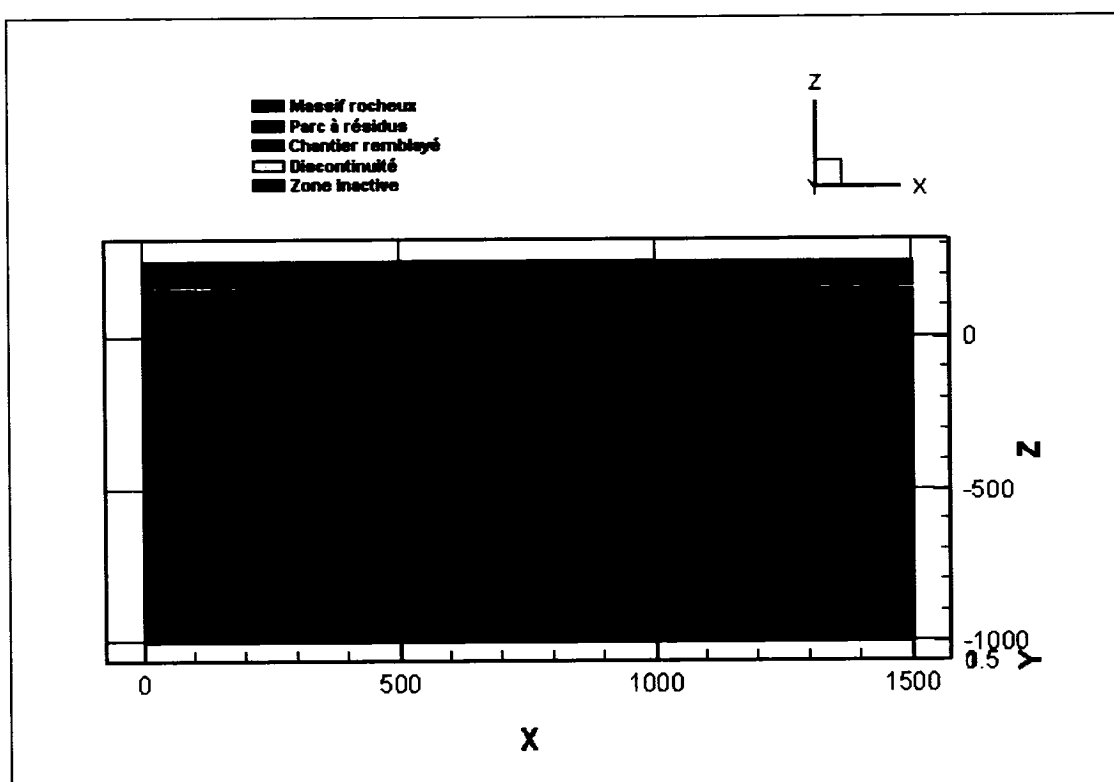


Figure 6.19 Chantier souterrain exploité à proximité d'une discontinuité géologique et d'un parc à résidus à la surface ; simulation « Chantier à 0m ».

La figure 6.20 montre la distribution des lignes équipotentiellles à travers le domaine étudié pour les résultats de l'analyse sans la présence d'un chantier remblayé (simulation « *Aucun Chantier* »). La charge de 12 m imposée au parc à résidus est redistribuée uniformément dans le domaine. L'influence du parc à résidus

s'étend jusqu'à 500 m de profondeur et jusqu'à 400 m de chaque côté du parc. La figure 6.21 montre les lignes équipotentiels de l'analyse avec un chantier remblayé situé directement sous le parc à résidus (simulation « *Chantier à 0m* »). La distribution des charges est modifiée par l'ajout d'un chantier remblayé. Les charges augmentent en profondeur. La zone d'influence s'agrandit alors jusqu'à atteindre 900 m de profondeur. Si le chantier est situé à une distance de 50 m du parc à résidus (figure 6.22) (simulation « *Chantier à 50m* »), la distribution des charges est aussi modifiée. L'influence du parc à résidus s'étend au-delà de 1000m. Puisque, dans le cadre de cette étude, les zones dans lesquelles il y a des modifications sont situées près de la surface, il a été choisi de ne pas faire de simulation avec une grille de plus grande dimension. Finalement, la distribution des charges de la figure 6.23 montre que l'influence du parc atteint 1000 m si le chantier est à une distance de 250 m du parc à résidus (simulation « *Chantier à 250m* »). La distribution des charges sera aussi modifiée autour du chantier.

Le graphique de la distribution des charges à l'intérieur de la fracture est présenté à la figure 6.24. L'écoulement dans la fracture sera modifié en fonction de la présence d'un chantier et de la position de celui-ci par rapport au parc à résidus. Si aucun chantier n'est présent, les charges à l'intérieur de la fracture sont plus petites. Dans tous les cas où un chantier remblayé est présent, les charges sont réduites à l'intérieur de la fracture dans la section située au-dessus du chantier. La figure 6.25 montre la distribution des charges dans une coupe qui passe à travers le chantier ($Z=100$ m). Comme pour la distribution des charges dans la fracture, les charges diminuent dans la section qui traverse le chantier et elles augmentent dans les cas où il y a présence d'un chantier (comparativement au cas sans chantier).

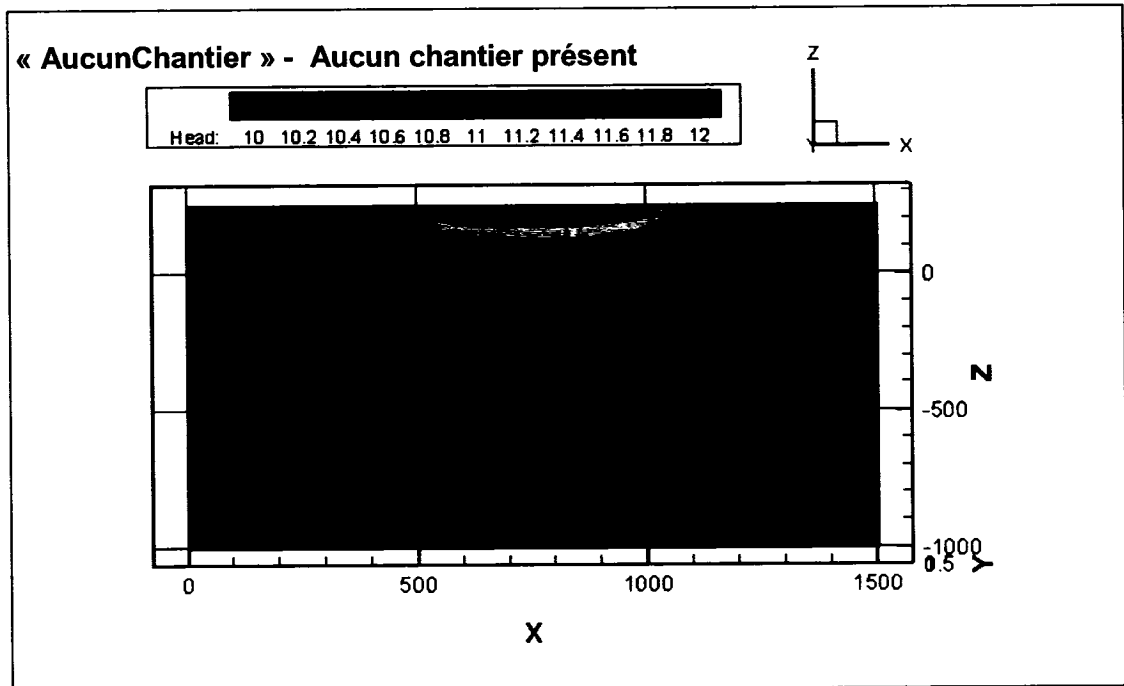


Figure 6.20 Distribution des charges (lignes équipotentiellles) sans chantier, au temps $t = 364$ jours.

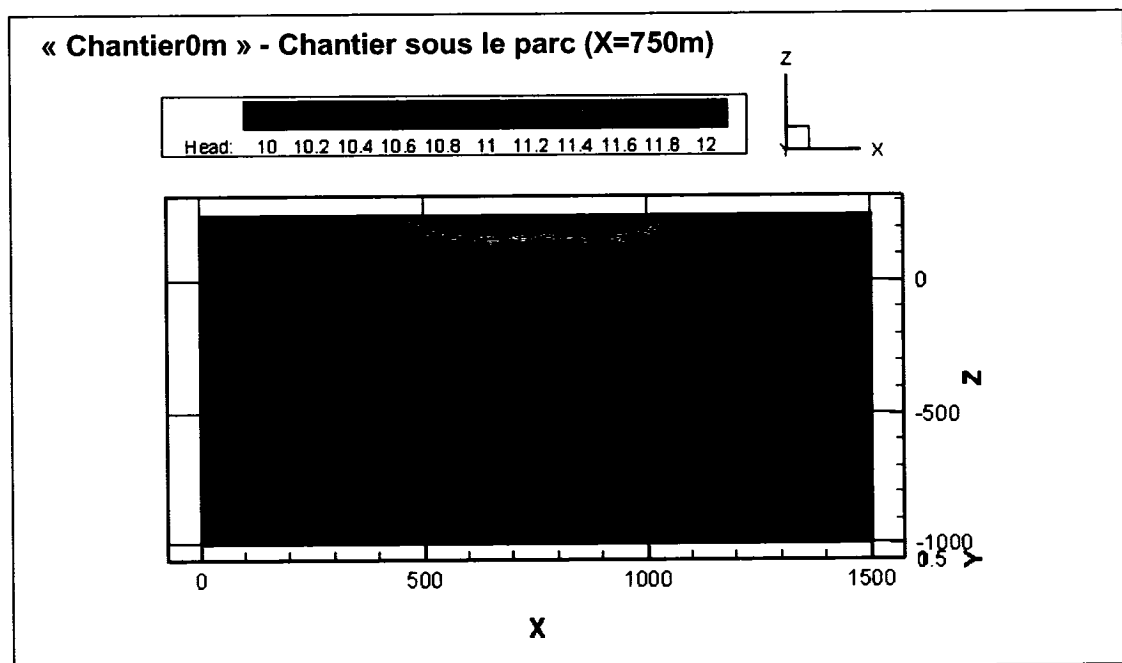


Figure 6.21 Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier sous le parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.

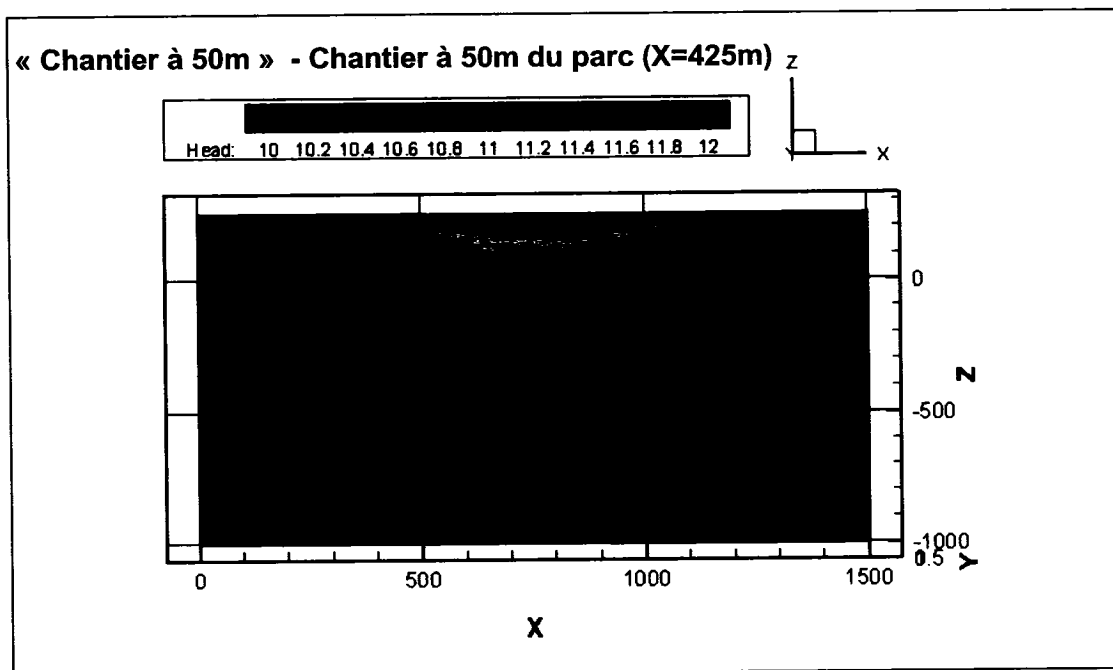


Figure 6.22 *Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier situé à 50 m du parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.*

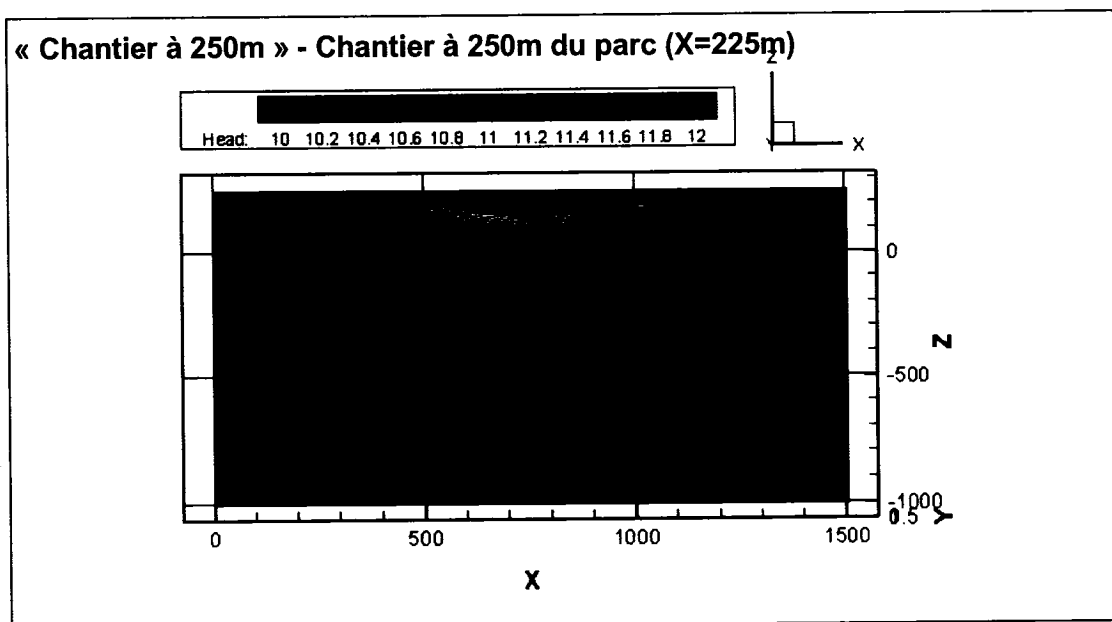


Figure 6.23 *Distribution des charges (lignes équipotentiellles) avec présence d'un chantier situé à 250 m du parc à résidus, au temps $t = 364$ jours.*

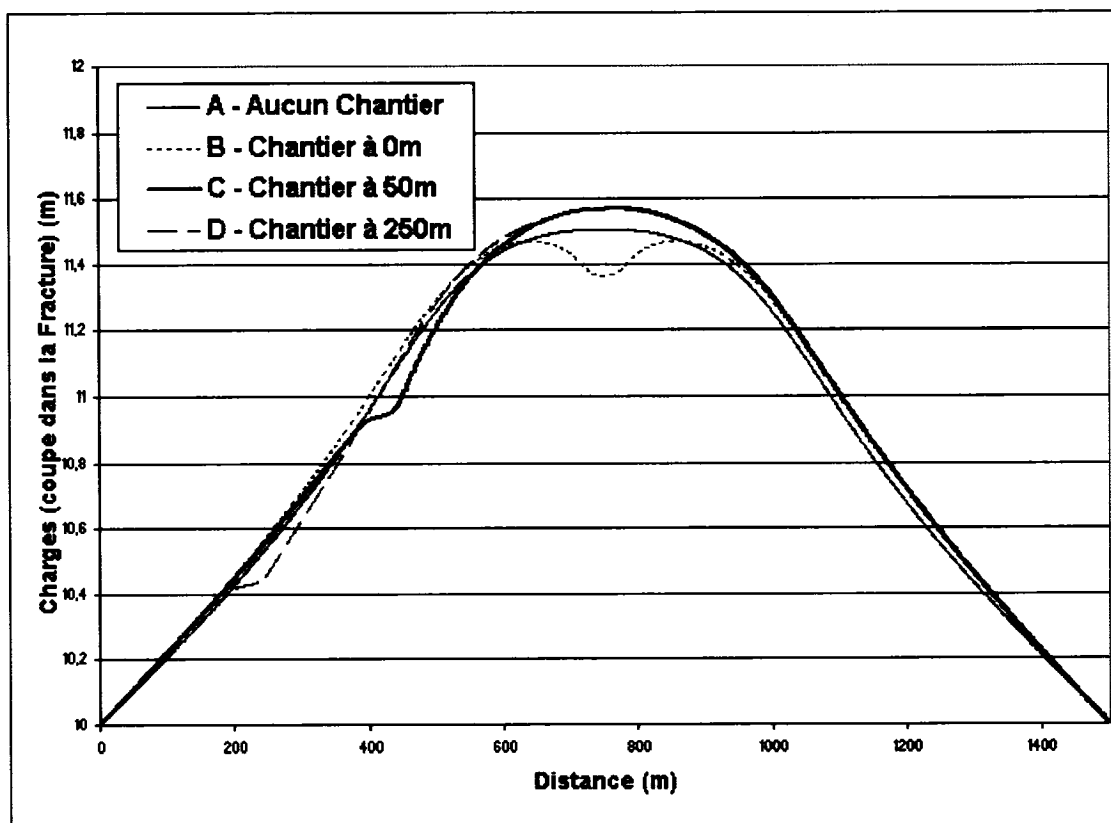


Figure 6.24 Graphique de la distribution des charges dans la fracture, au temps $t = 364$ jours, pour les quatre analyses ; A – sans chantier, B – chantier sous le parc, C – chantier à 50 m du parc, D – chantier à 250 m du parc.

6.3.3 Analyses avec Phase²

La distribution des charges tirées d'HydroSphere permet de calculer les forces qui agissent le long de la fracture, et qui sont ajoutées dans les analyses mécaniques. Pour l'analyse avec Phase², la distribution des contraintes à l'intérieur du domaine est calculée par gravité, avec un poids volumique du massif rocheux de 27 kN/m^3 . Les critères de rupture utilisés pour l'analyse sont les mêmes que ceux utilisés à la section 6.2. Pour représenter le parc à résidus dans l'analyse avec Phase², des forces de compression de $0,2 \text{ MN/m}$ sont ajoutées sur la zone du parc à résidus, soit entre $X=500 \text{ m}$ et 1000 m et à $Y=250 \text{ m}$.

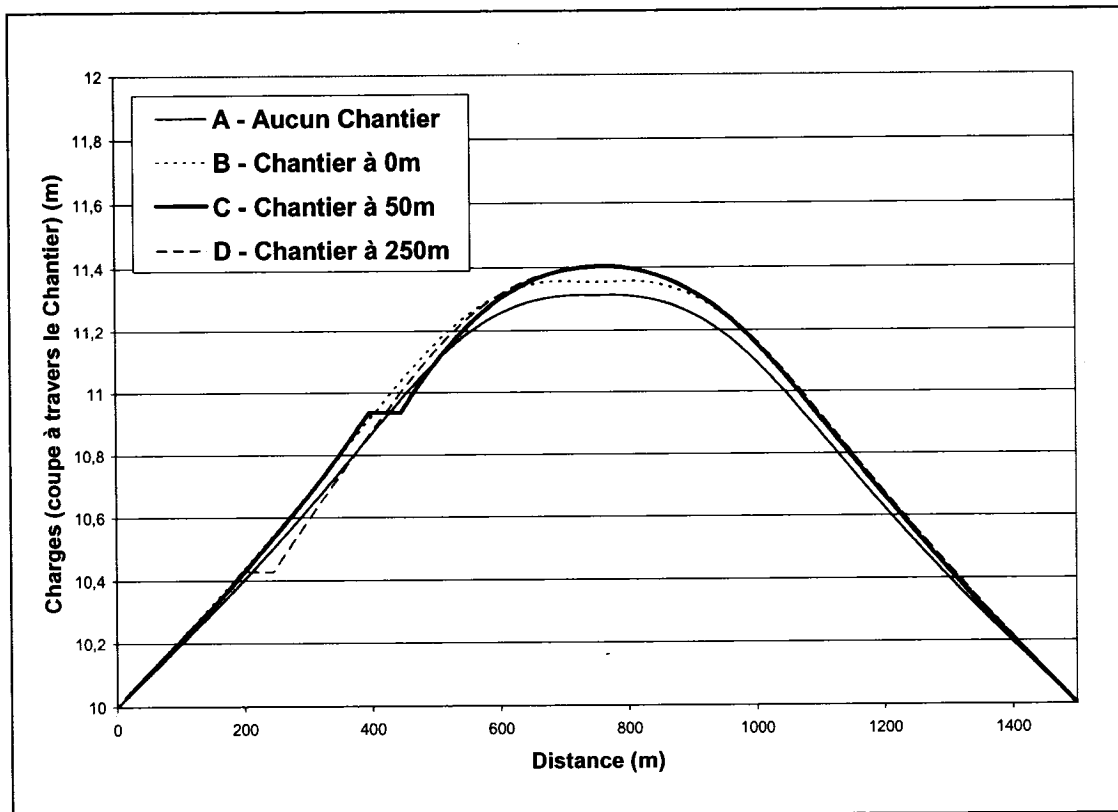


Figure 6.25 Graphique de la distribution des charges dans une coupe qui passe à travers le chantier, au temps $t = 364$ jours, pour les quatre analyses ; A – sans chantier, B – chantier sous le parc, C – chantier à 50 m du parc, D – chantier à 250 m du parc.

La dimension du maillage en deux dimensions est de 1500 m dans la direction des X et de 250 m dans la direction des Y, il est composé de 9913 nœuds et 18555 éléments triangulaires avec un raffinement à l'approche du chantier et de la discontinuité. Les figures 6.26 à 6.28 présentent les modèles utilisés pour l'analyse avec Phase². La figure 6.25 présente le cas où le chantier remblayé est situé directement sous le parc à résidus. Les figures 6.27 et 6.28 représentent les cas où les chantiers sont situés, respectivement, à 50m et 250m du parc à résidus en surface.

Trois simulations sont réalisées avec Phase² avec le cas où le chantier est situé sous le parc à résidus ($X = 725$ m à $X = 775$ m). Elles permettent d'évaluer la réduction des contraintes normales due à la présence des pressions d'eau à l'intérieur de la fracture. Dans la première simulation les forces dues aux pressions d'eau sont nulles. Dans la deuxième simulation, les forces qui agissent dans la fracture, tirées d'HydroSphere, sont ajoutées aux nœuds de la fracture. Puisque les changements dans la contrainte normale sont très petits, une troisième simulation, avec des forces beaucoup plus élevées (2 MN) est effectuée dans le but de mieux visualiser cette réduction (voir figure 6.29).

L'ajout des forces dues aux pressions d'eau, dans l'analyse avec Phase², réduit les contraintes normales à l'intérieur de la fracture. La réduction de la contrainte normale est beaucoup plus importante près du chantier. La réduction de la contrainte normale maximale se situe à $X = 725$ m et à $X = 775$ m, donc aux limites de la section directement au-dessus du chantier. La figure 6.30 montre la distribution du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture pour les trois simulations. La présence des pressions d'eau à l'intérieur de la fracture affectera aussi le déplacement en cisaillement. Les déplacements en cisaillement maximaux sont situés aussi aux limites de la section directement au-dessus du chantier ($X = 725$ m et $X = 750$ m).

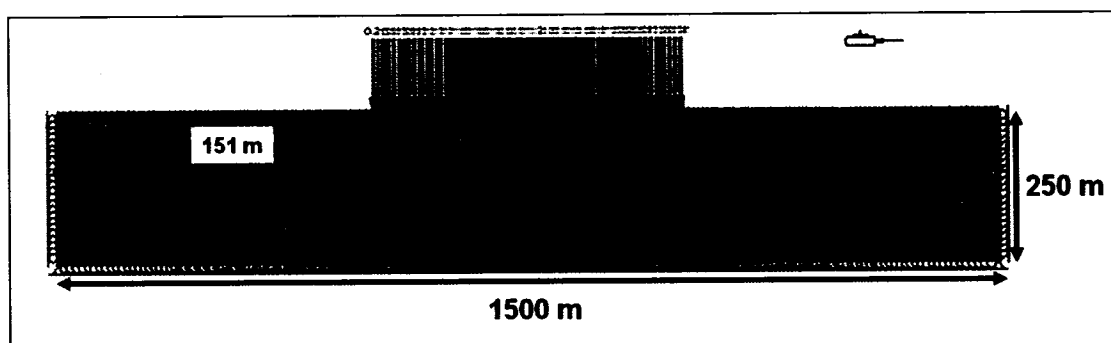


Figure 6.26 *Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 0m ».*

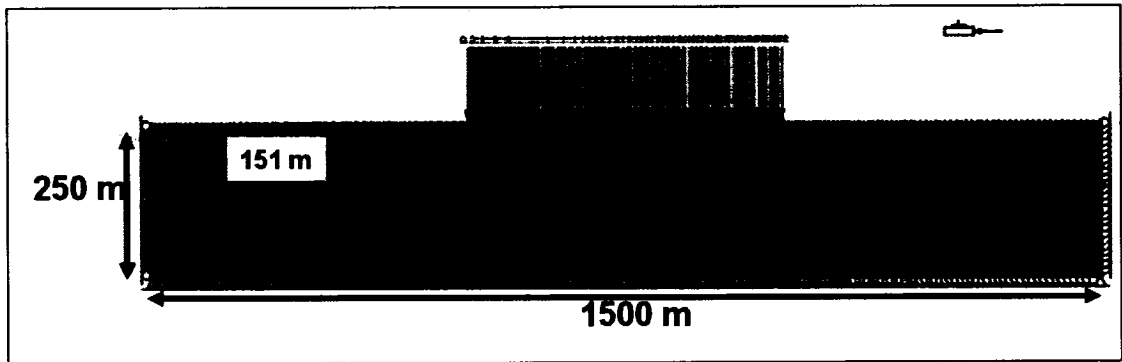


Figure 6.27 *Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 50m ».*

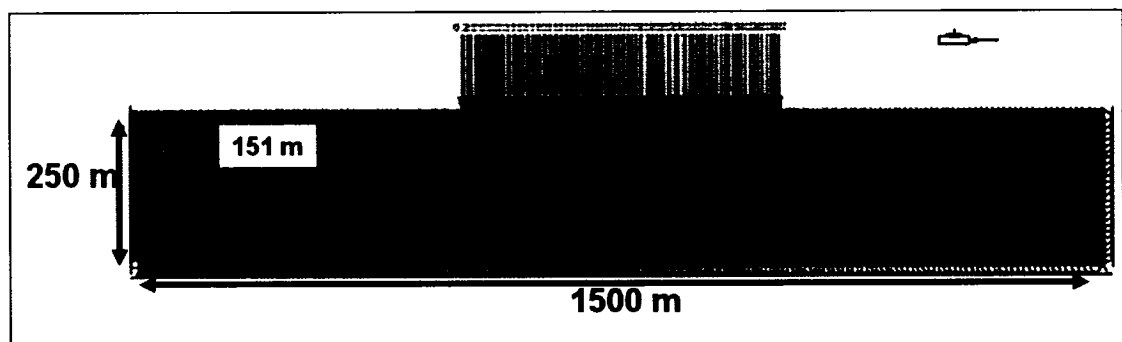


Figure 6.28 *Modèle de l'analyse avec Phase² ; simulation « Chantier à 250m ».*

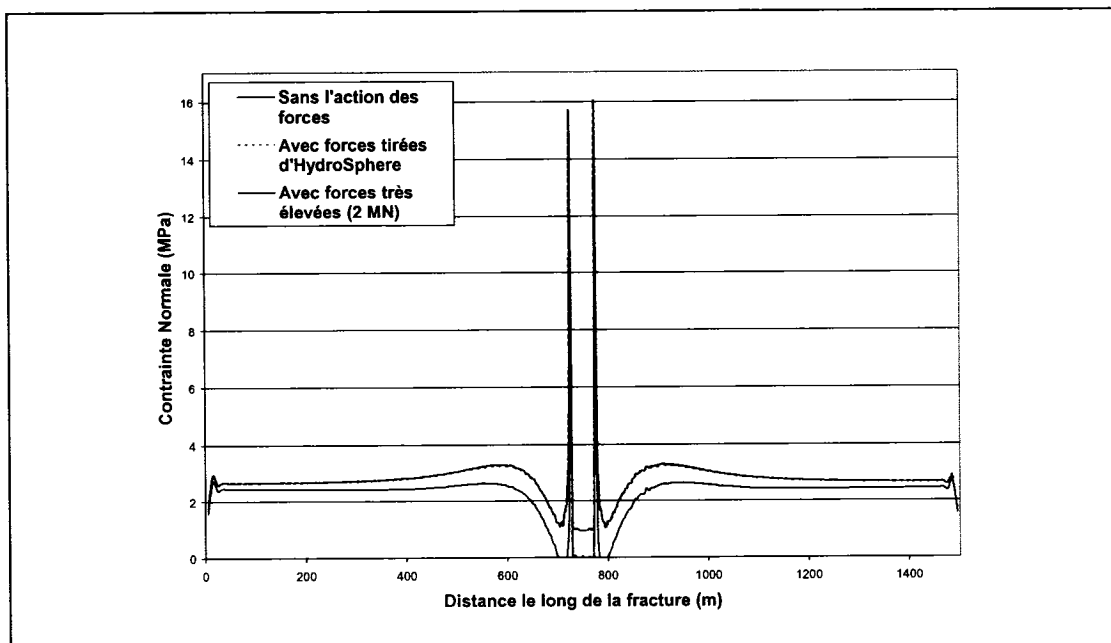


Figure 6.29 Graphique de la distribution des contraintes normales dans la fracture (chantier situé sous le parc à résidus, de $X=725$ m à 775 m).

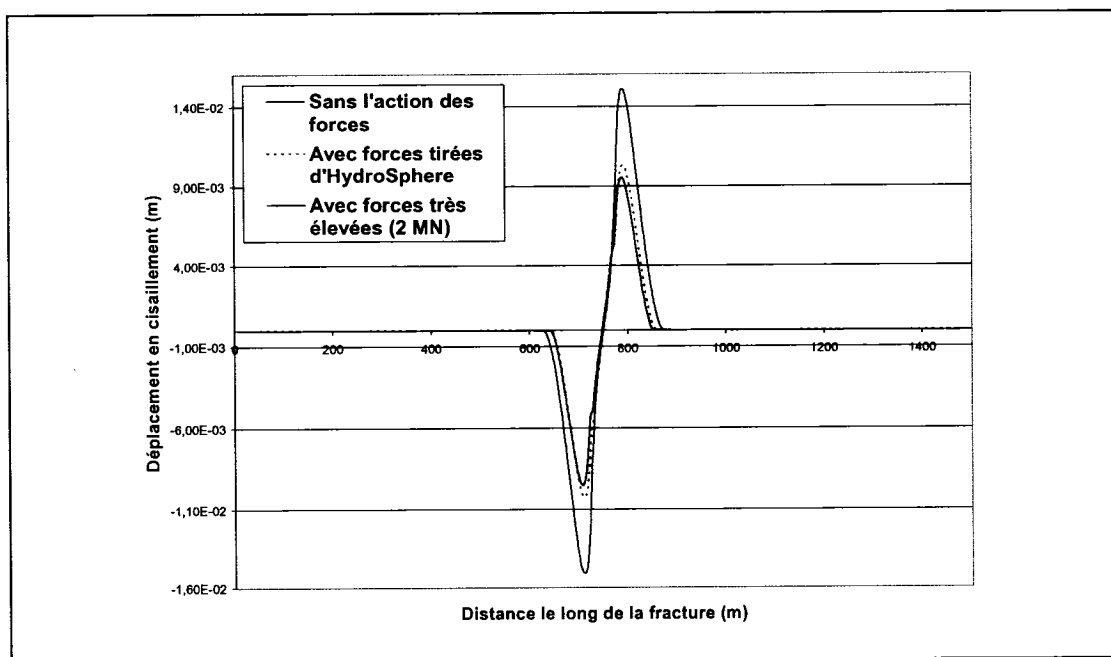


Figure 6.30 Graphique de la distribution du déplacement en cisaillement dans la fracture (chantier situé sous le parc à résidus, de $X=725$ m à 775 m).

6.3.4 Analyses avec Modèle CSDS_w

À partir des forces calculées selon la distribution des charges obtenue d'HydroSphere, des analyses sont effectuées pour les trois cas étudiés présentés aux figures 6.26 à 6.28 (*Chantier à 0m*, *Chantier à 50 m* et *Chantier à 250 m*). Les graphiques de la distribution des contraintes normales dans la fracture, tel que montré aux figures 6.31 à 6.33, sont extraits des résultats des simulations avec Phase² et sont discrétisés en différentes sections représentatives de la contrainte normale de la même manière qu'à la section 6.2.4. Les zones où les contraintes normales sont les plus élevées se situent dans la section de la discontinuité qui passe au-dessus du chantier. Aussi, plus le chantier remblayé s'éloigne du parc à résidus, plus les contraintes normales maximales qui agissent dans la fracture sont réduites. Les contraintes normales maximales passent alors de 13.5 MPa (*Chantier à 0m*) à 12.8 MPa (*Chantier à 50m*) et à 11.9 MPa (*Chantier à 250m*). Les valeurs discrétisées des contraintes normales pour chacune des simulations sont présentées aux tableaux 6.4 à 6.6.

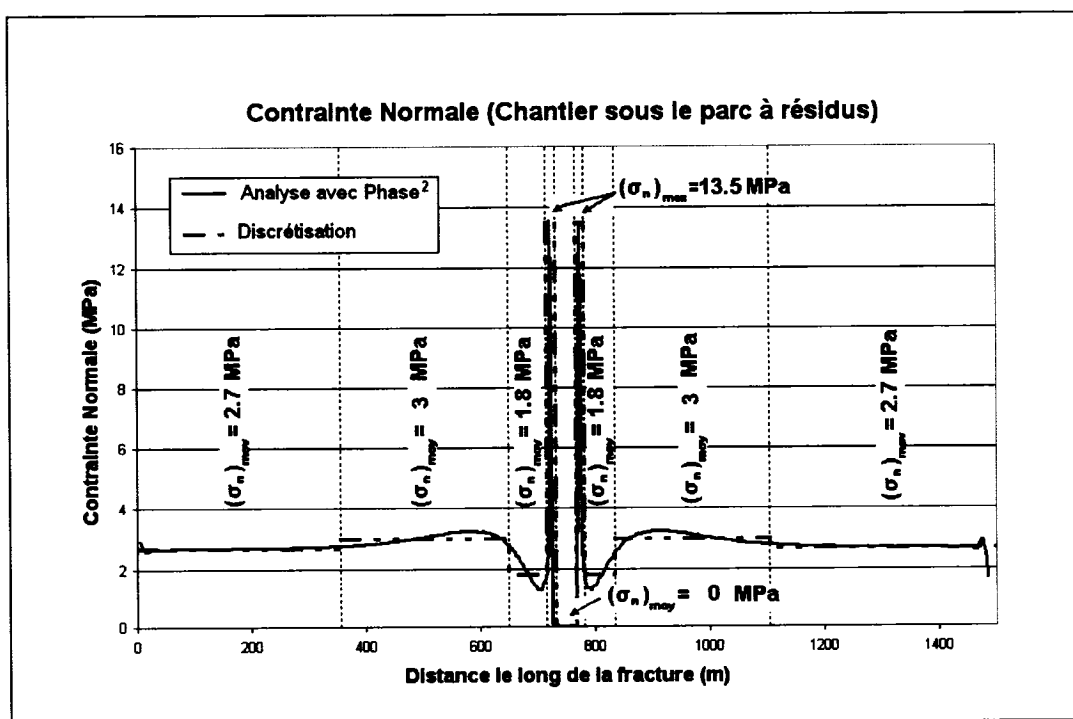


Figure 6.31 Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 0m ».

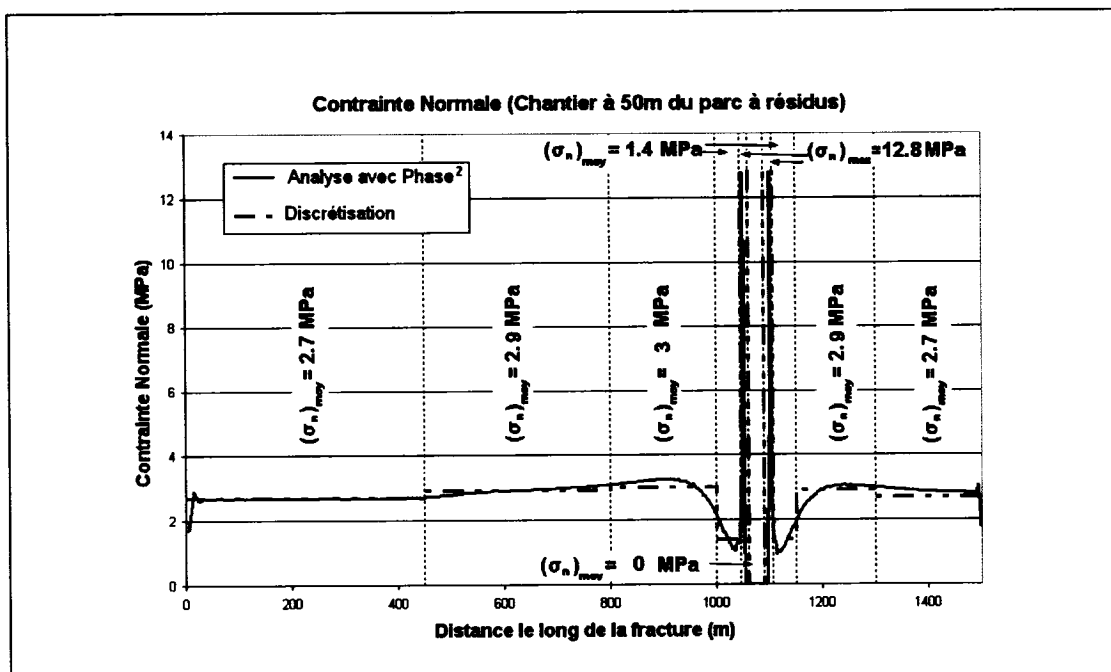


Figure 6.32 Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 50m ».

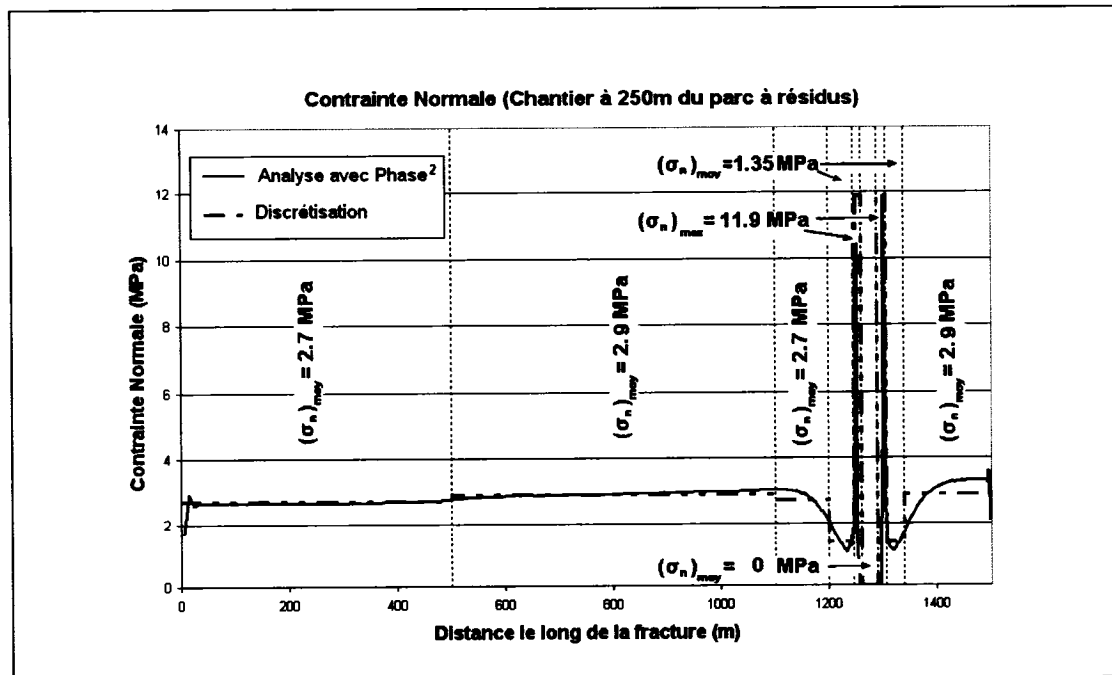


Figure 6.33 Graphique de la discrétisation des sections de contraintes normales différentes, pour la simulation « Chantier à 250m ».

À partir de chacune des contraintes normales des sections discrétisées tirées des figures 6.31 à 6.33, des analyses sont effectuées avec le modèle $CSDS_w$, afin de calculer les déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement. Les figures 6.34 à 6.36 montrent les courbes des déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement, pour chacune des contraintes normales discrétisées. Les détails des calculs sont présentés à l'Annexe 4.

Puisque le déplacement en cisaillement résiduel, u_r , n'est pas nécessairement atteint dans la fracture (c'est le cas de ces simulations), le graphique du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture (voir figures 6.37 à 6.39), tiré de Phase², est utilisé pour obtenir le déplacement en cisaillement moyen atteint dans les diverses sections de la fracture pour chacune des simulations. Les valeurs discrétisées sont présentées aux tableaux 6.4 à 6.6 pour chacune des sections discrétisées de chaque simulation.

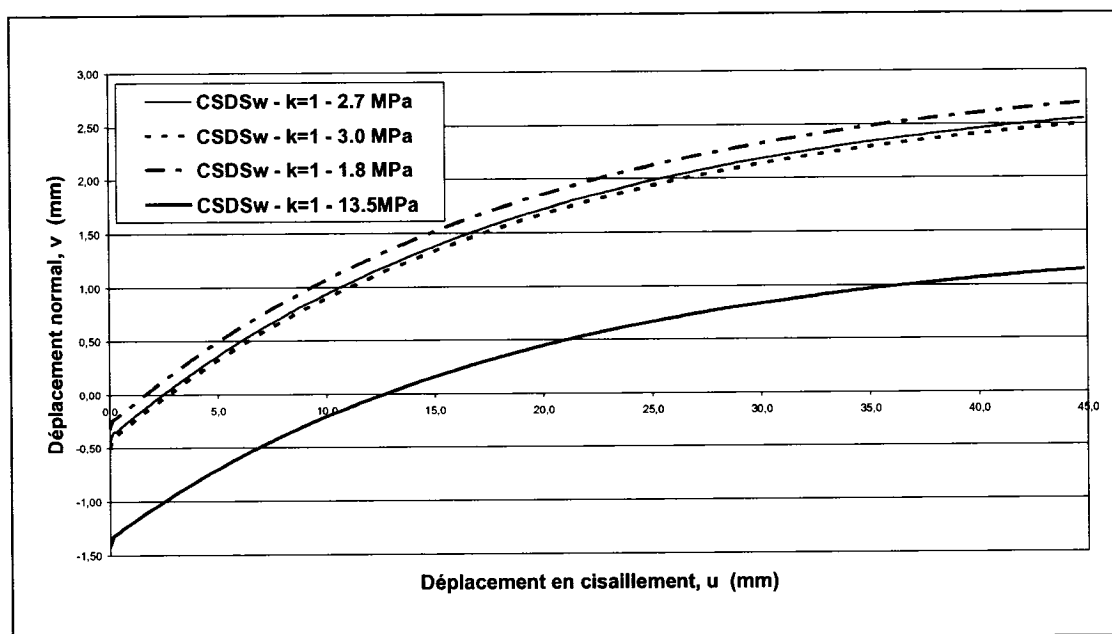


Figure 6.34 Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 0m ».

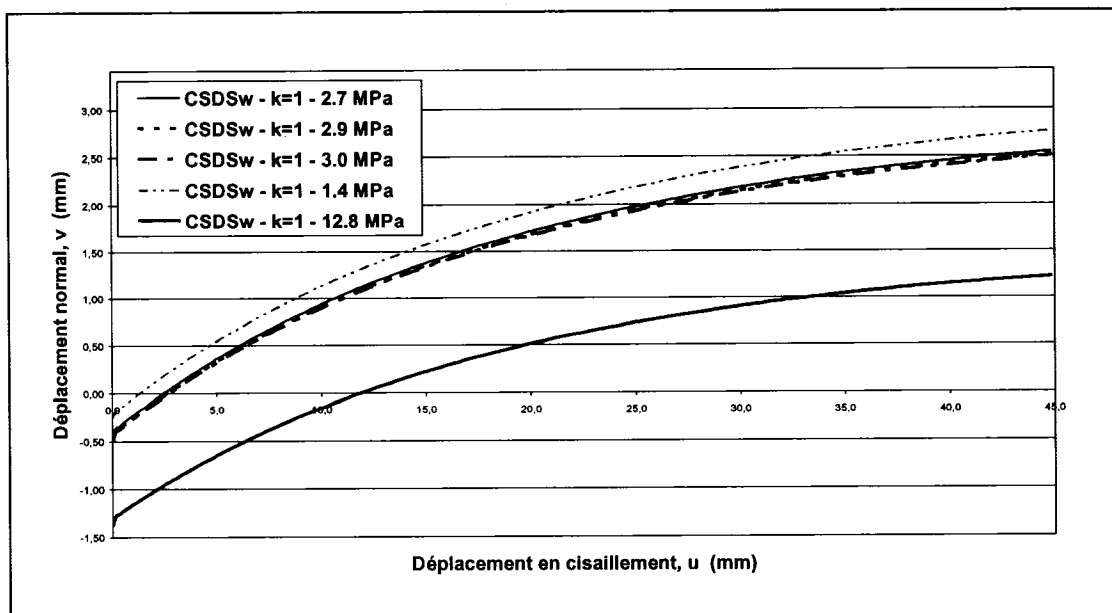


Figure 6.35 Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 50m ».

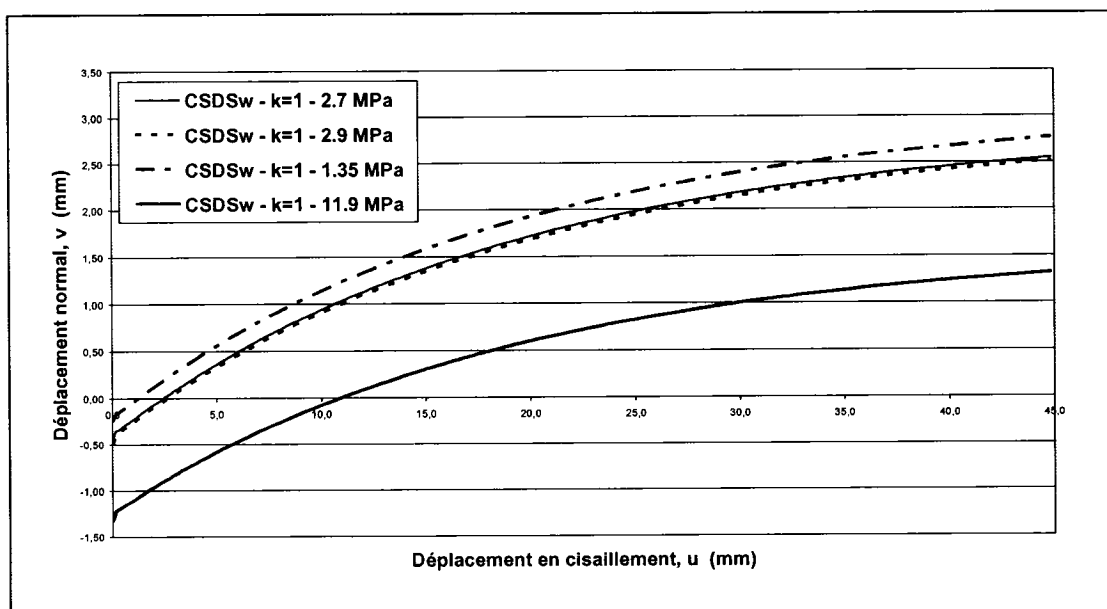


Figure 6.36 Graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement à l'intérieur de la fracture, selon le modèle $CSDS_w$, pour la simulation « Chantier à 250m ».

Avec les courbes des déplacements normaux en fonction du déplacement en cisaillement, obtenues à partir du modèle $CSDS_w$, le changement dans l'ouverture hydraulique de la fracture, Δe_h est calculé pour chacune des sections discrétisées en fonction du déplacement en cisaillement moyen atteint dans la section (voir figures 6.40 à 6.42). Finalement, en additionnant Δe_h à l'ouverture initiale, e_{init} , on obtient les nouvelles ouvertures hydrauliques, e_h . Les tableaux 6.4 à 6.6 présentent, pour chacune des sections discrétisées, les valeurs de la contrainte normale, du déplacement en cisaillement atteint dans la fracture, de la variation de l'ouverture hydraulique, de l'ouverture initiale et de la nouvelle ouverture hydraulique qui s'appliquent à chacune des sections.

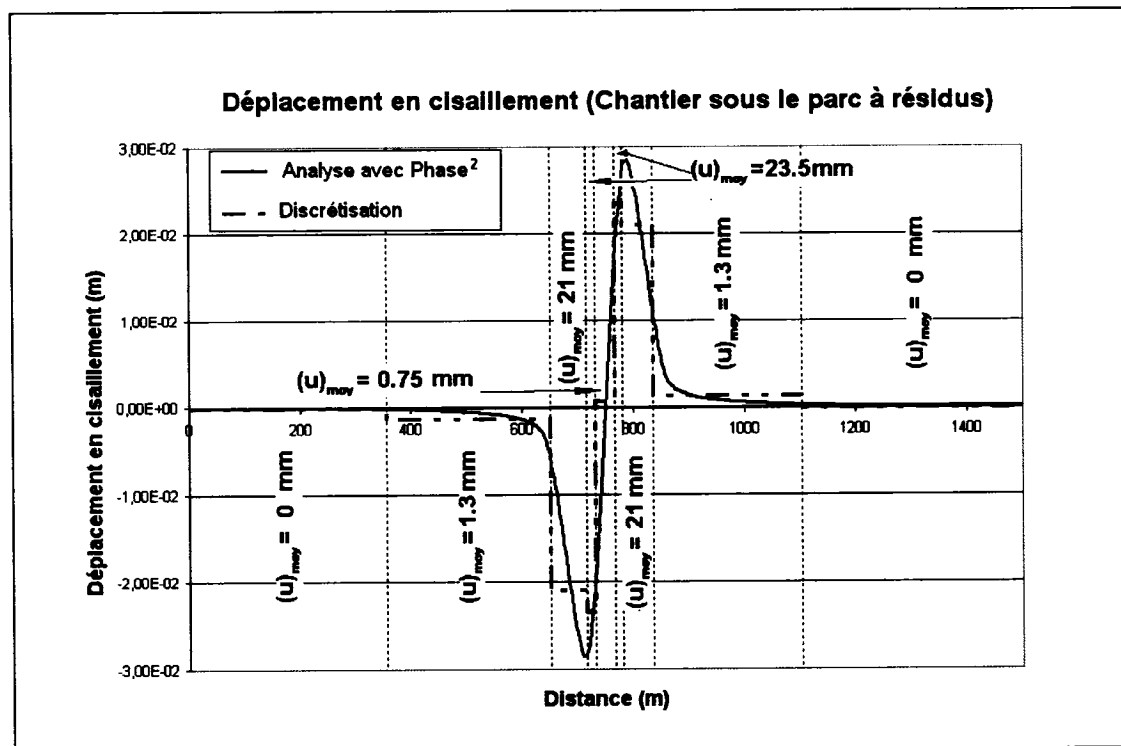


Figure 6.37 Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour la simulation « Chantier à 0m ».

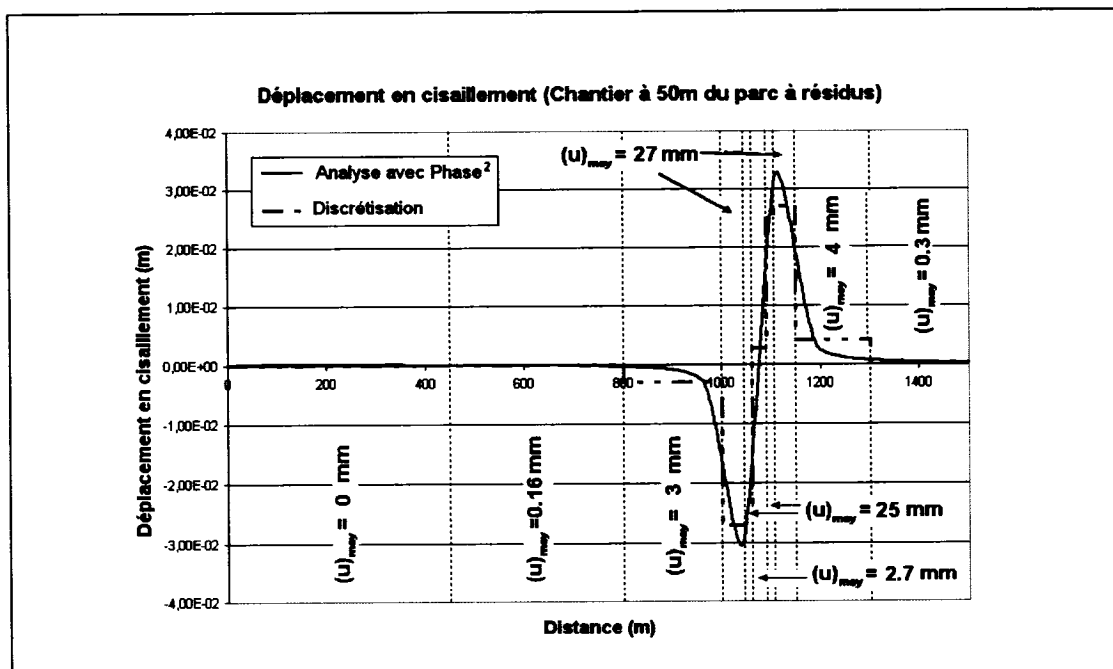


Figure 6.38 Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour la simulation « Chantier à 50m ».

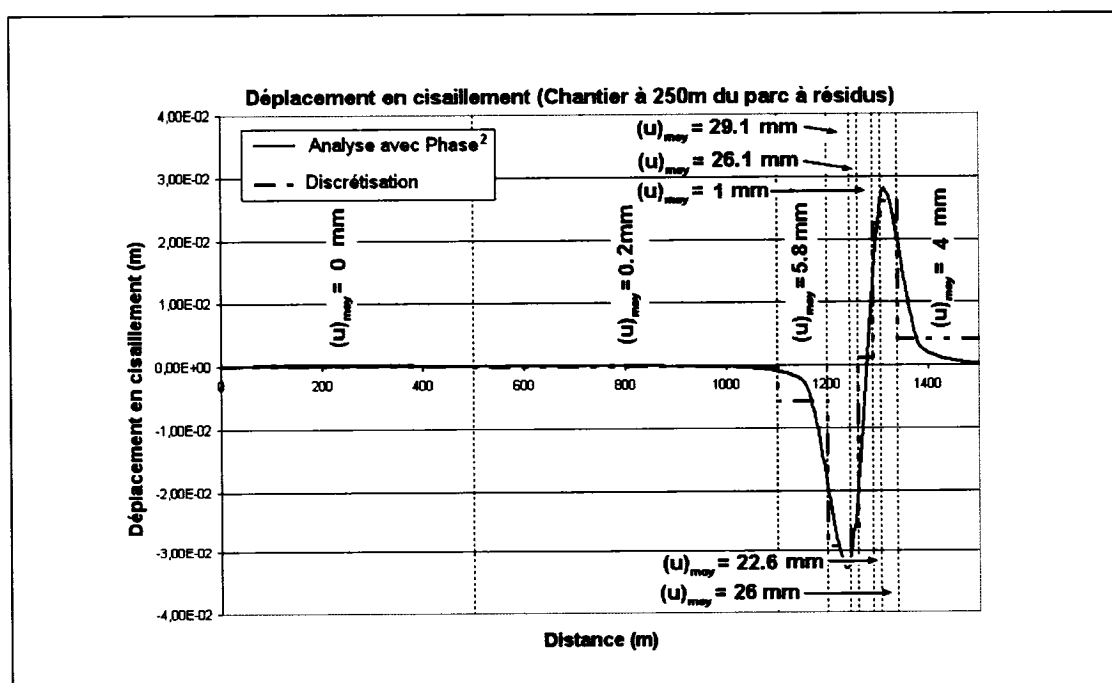


Figure 6.39 Graphique de la discrétisation du déplacement en cisaillement le long de la fracture, tiré de Phase², pour la simulation « Chantier à 250m ».

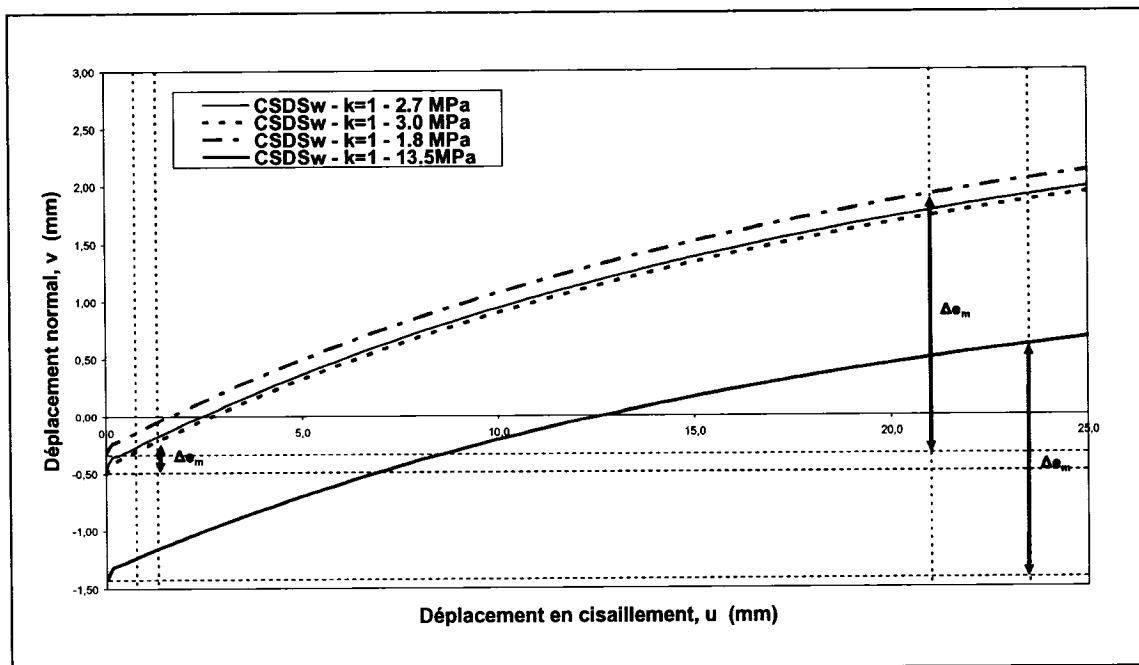


Figure 6.40 Agrandissement du graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 0m ».

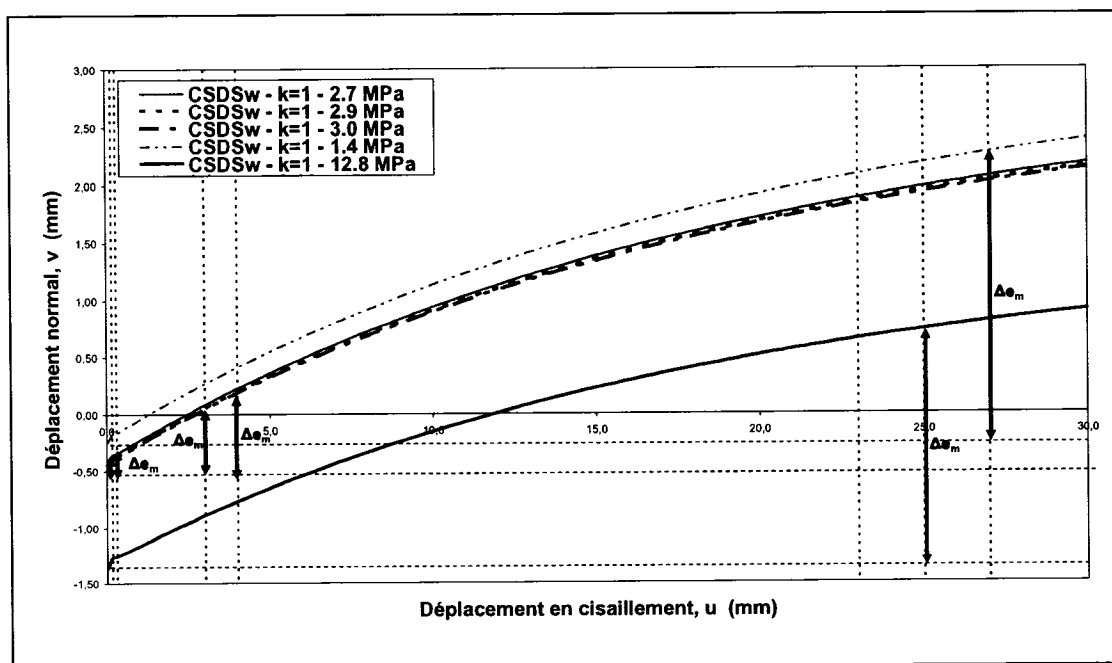


Figure 6.41 Agrandissement du graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 50m ».

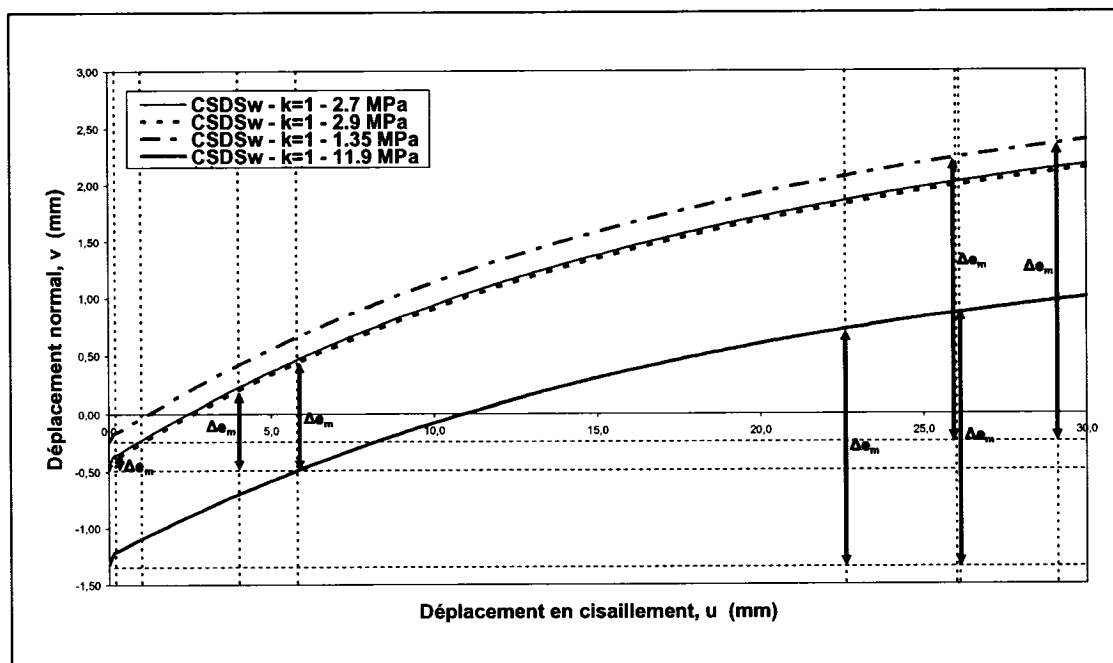


Figure 6.42 Agrandissement du graphique du déplacement normal en fonction du déplacement en cisaillement, pour la simulation « Chantier à 250m ».

Tableau 6.4 Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h , pour la simulation « Chantier à 0m ».

Sections	σ_n (MPa)	u (mm)	e_{init} (mm)	Δe_h (mm)	e_h (mm)
0 à 355 m	2,7	0	0,1	0	0,1
355 à 650 m	3	1,3	0,1	0,3	0,4
650 à 716 m	1,8	21	0,1	1,6	1,7
716 à 732 m	13,5	23,5	0,1	2,006	2,106
732 à 767 m	0	0,75	0,1	0	0,1
767 à 781 m	13,5	23,5	0,1	2,006	2,106
781 à 835 m	1,8	21	0,1	1,6	1,7
835 à 1103 m	3	1,3	0,1	0,3	0,4
1103 à 1500 m	2,7	0	0,1	0	0,1

Tableau 6.5 Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h , pour la simulation « Chantier à 50m ».

Sections	σ_n (MPa)	u (mm)	e_{init} (mm)	Δe_h (mm)	e_h (mm)
0 à 450 m	2,7	0	0,1	0	0,1
450 à 800 m	2,9	0,16	0,1	0,1	0,2
800 à 1000 m	3	3	0,1	0,54	0,64
1000 à 1045 m	1,4	25	0,1	2,6	2,7
1045 à 1060 m	12,8	27	0,1	2,12	2,22
1060 à 1090 m	0	2,7	0,1	0	0,1
1090 à 1105 m	12,8	27	0,1	2,12	2,22
1105 à 1150 m	1,4	25	0,1	2,6	2,7
1150 à 1300 m	2,9	4	0,1	0,69	0,79
1300 à 1500 m	2,7	0,3	0,1	0,2	0,3

Tableau 6.6 Nouvelles ouvertures hydrauliques de la discontinuité, e_h , pour la simulation « Chantier à 250m ».

Sections	σ_n (MPa)	u (mm)	e_{init} (mm)	Δe_h (mm)	e_h (mm)
0 à 500 m	2,7	0	0,1	0	0,1
500 à 1100 m	2,9	0,2	0,1	0,114	0,214
1100 à 1200 m	2,7	5,8	0,1	0,96	1,06
1200 à 1245 m	1,35	29,1	0,1	2,86	2,96
1245 à 1260 m	11,9	26,1	0,1	2,2	2,3
1260 à 1290 m	0	1	0,1	0	0,1
1290 à 1305 m	11,9	22,6	0,1	2,05	2,15
1305 à 1338 m	1,35	26	0,1	2,49	2,59
1338 à 1500 m	2,9	4	0,1	0,682	0,782

6.3.5 Analyses avec HydroSphere

Les nouvelles ouvertures hydrauliques de la fracture sont ajoutées aux fichiers de données du code HydroSphere pour inclure les effets mécaniques dans l'analyse de l'écoulement. Les trois analyses sont effectuées à nouveau dans le but de voir les modifications dans la distribution des charges et des débits qui circulent à travers les différentes coupes. Dans cette partie, les résultats de l'analyse hydromécanique (HM) de la discontinuité avec un chantier situé sous le parc à résidus (« *ChantierHM à 0m* ») sont présentés en détails. Ensuite, des comparaisons sur l'influence de la position du chantier par rapport au parc à résidus sont réalisées. Les graphiques des comparaisons des résultats pour les simulations « *ChantierHM à 50m* » et « *ChantierHM à 250m* » sont présentés à l'Annexe 5.

Dans l'analyse effectuée avec la présence d'un chantier remblayé situé sous le parc à résidus, les résultats montrent que les charges et les débits sont modifiés dans le domaine étudié lorsque les effets mécaniques (changement dans l'ouverture de la fracture) sont ajoutés au modèle numérique. Les figures suivantes présentent les changements dans les charges à l'intérieur de la fracture (figure 6.43) et dans le chantier (figure 6.44), dans la section où est situé le chantier (entre $X = 725$ m et $X=775$ m), pour la simulation sans les effets mécaniques (« *Chantier à 0m* ») et avec les effets mécaniques (« *ChantierHM à 0m* »). Les charges, qui agissent dans le chantier et à l'intérieur de la fracture, diminuent légèrement lors de la simulation avec le couplage hydromécanique comparativement à l'analyse sans les effets mécaniques. Elles passent alors de 11,35253 m (« *Chantier à 0m* ») à 11,35252 m (« *ChantierHM à 0m* ») à l'intérieur du chantier et de 11,37001 m (« *Chantier à 0m* ») à 11,36994 m (« *ChantierHM à 0m* »). La réduction de la charge est très faible presque nulle ($\Delta H = 0,01\text{mm}$ et $0,07$ mm). Les effets du couplage hydromécanique ne peuvent donc être évalué convenablement. Pour toutes les analyses, un critère de convergence d'une différence maximale de 0,00001 m (0,01 mm) sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, a été utilisé. Donc les résultats obtenus lors de ces analyses ne sont pas représentatifs.

Les différences dans les débits qui circulent dans différentes sections sont présentées aux figures 6.45 à 6.47. Les débits négatifs indiquent que l'écoulement

s'effectue de la droite vers la gauche ou du haut vers le bas. Les débits selon l'axe X sont plus faibles que selon l'axe Y, l'écoulement s'effectue d'avantage vers le bas. Le tableau 6.7 présente les valeurs des charges et des différents débits dans le chantier et dans la fracture

La figure 6.45 présente le graphique de la comparaison des débits selon X qui passent à l'intérieur de la fracture dans la section de la fracture qui passe au dessus du chantier. Lors de l'ajout du chantier remblayé sous le parc, le débit augmente ; il passe de $-3,47 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *AucunChantier* ») à $-1,90 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *Chantier à 0m* »). Avec l'analyse qui prend en compte le couplage hydromécanique (« *ChantierHM à 0m* »), le débit diminue à l'intérieur de la fracture dans la section au-dessus du chantier ; il passe de $-1,90 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *Chantier à 0m* ») à $-7,33 \times 10^{-12} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *ChantierHM à 0m* »).

Les débits à l'intérieur du chantier remblayé, selon l'axe des X (figure 6.46) et selon l'axe des Z (figure 6.47), sont aussi comparés pour chacune des simulations. Les débits dans le chantier augmentent selon l'axe X pour chacune des simulations, passant de $-7,69 \times 10^{-14} \text{ m}^3/\text{s}$ pour la simulation « *AucunChantier* » à $-4,08 \times 10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}$ pour la simulation « *Chantier à 0m* » et à $-4,63 \times 10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}$ lors de l'ajout des effets mécaniques (Simulation « *ChantierHM à 0m* »). Les débits dans le chantier dans la direction Z varient selon les simulations. Ils augmentent de $-3,827 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ pour la simulation « *AucunChantier* » à $-1,413 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$ pour la simulation « *Chantier à 0m* » et ils diminuent légèrement, passant à $-1,406 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$, lors de l'ajout des effets mécaniques (Simulation « *ChantierHM à 0m* »). Les changements dans les débits ne correspondent pas aux résultats attendus. Avec l'augmentation de l'ouverture de la discontinuité, les débits diminuent à l'intérieur de la fracture, alors qu'on s'attend à ce qu'ils augmentent. Toutes les variations dans les résultats sont petites. Aussi, puisque l'écoulement s'effectue principalement perpendiculairement au plan de la fracture, la variation de l'ouverture n'aura donc pas beaucoup d'effets sur les charges et les débits. Pour cette analyse, un critère de convergence d'une différence maximale de 0,00001 m (0,01 mm) sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, a été utilisé. Puisque les variations dans les charges sont près du critère de convergence imposé dans les simulations, les résultats obtenus ne sont pas représentatifs. Bien entendu, puisque les forces

ajoutées au noeuds de la fracture dans l'analyse avec Phase² sont très faibles, les changements dans les charges et les débits sont aussi très petits.

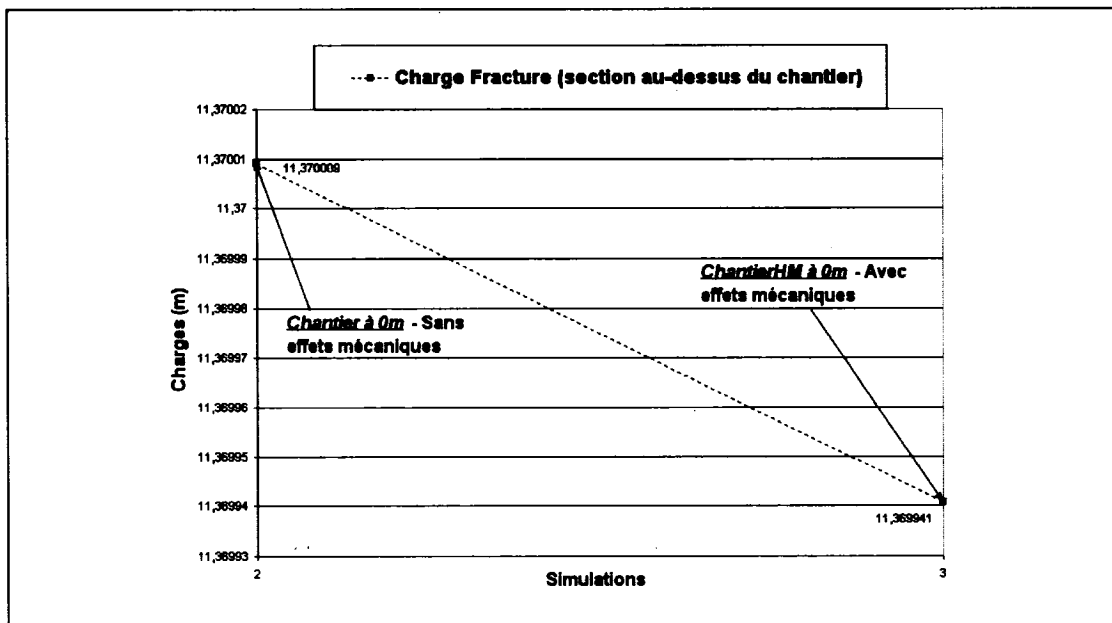


Figure 6.43 Graphique des charges à l'intérieur de la fracture, pour les deux simulations (section entre X=725 m et X=775 m).

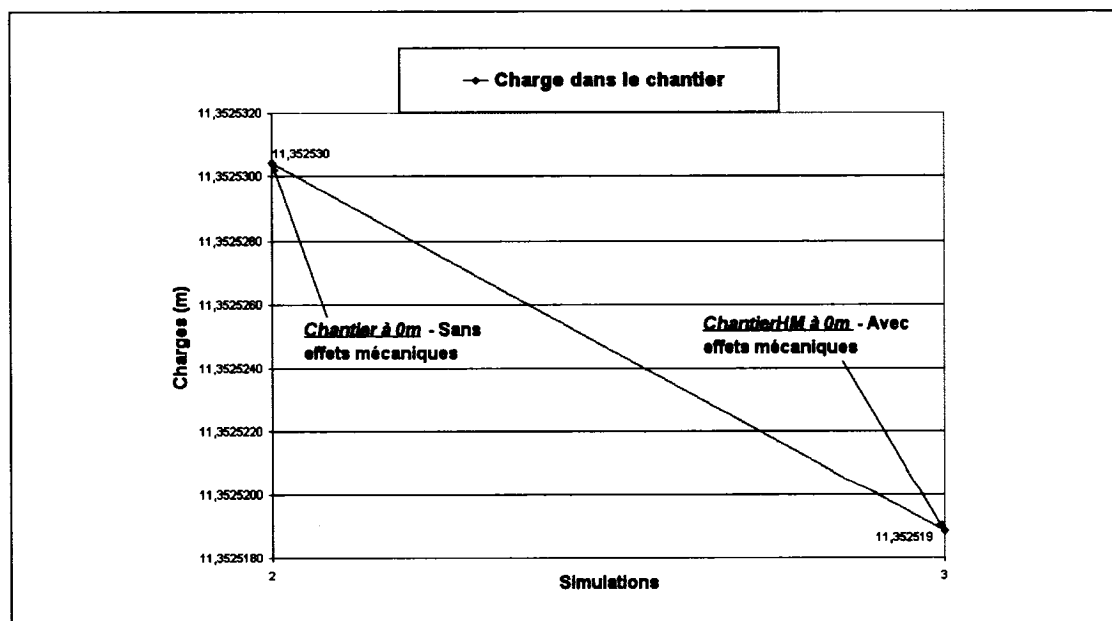


Figure 6.44 Graphique des charges dans le chantier, pour les deux simulations (section entre X=725 m et X=775 m).

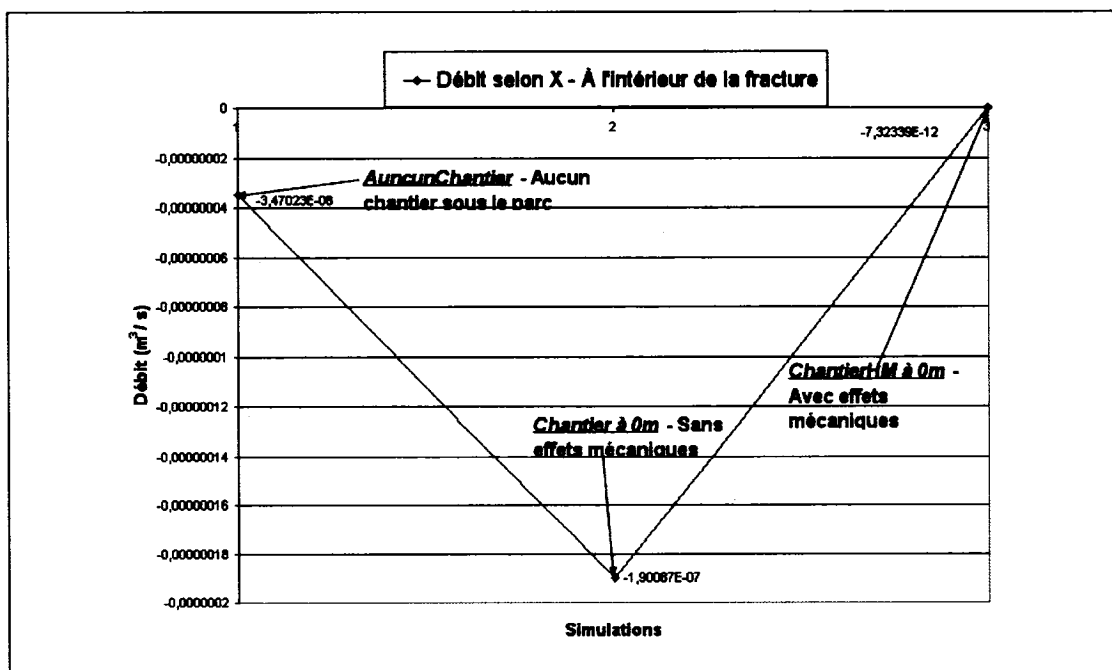


Figure 6.45 Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent dans la fracture, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).

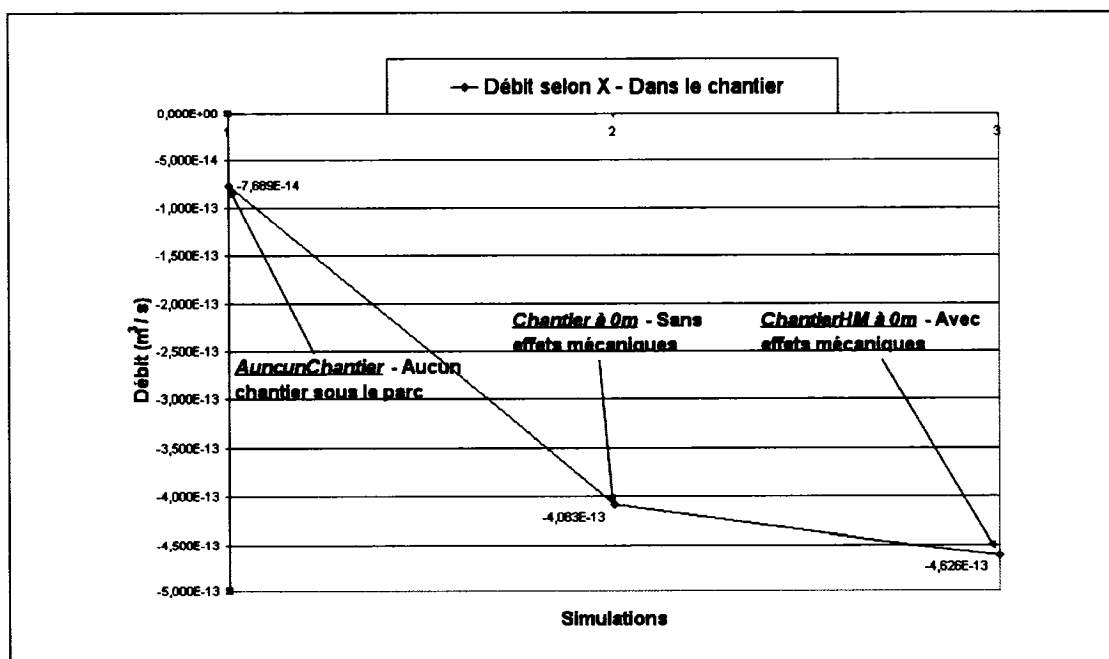


Figure 6.46 Graphique des débits, selon l'axe X, qui passent dans le chantier, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).

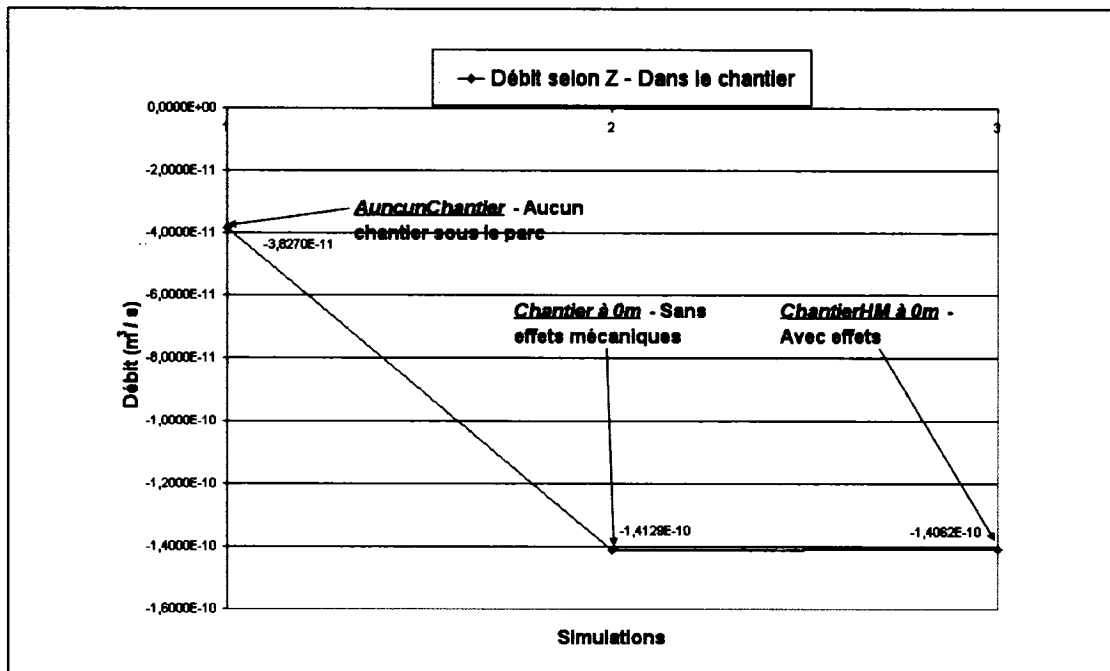


Figure 6.47 Graphique des débits, selon l'axe Z, qui passent dans le chantier, pour les trois simulations (section entre X=725 m et X=775 m).

Tableau 6.7 Différents débits et charges pour les trois simulations.

Données dans le <u>chantier</u> (t= 364 jours)	« AucunChantier »	« Chantier à 0m »	« ChantierHM à 0m »
Charges (m)	11,311252	11,352530	11,352519
Débits X (m3/s)	-7,689E-14	-4,083E-13	-4,626E-13
Débits Z (m3/s)	-3,8270E-11	-1,4129E-10	-1,4062E-10

Données dans la <u>fracture</u> (t = 364 jours)	« AucunChantier »	« Chantier à 0m »	« ChantierHM à 0m »
Charges (m)	11,50399731	11,37000896	11,36994077
Débits X (m3/s)	-3,47023E-08	-1,90087E-07	-7,32339E-12
Débits Z (m3/s)	0	0	0

6.3.6 Influence de la position du chantier par rapport au parc à résidus.

La position d'un chantier souterrain par rapport à un parc à résidus aura nécessairement une influence sur l'écoulement souterrain, ainsi que sur le comportement de la fracture. Dans cette section une comparaison est effectuée entre un chantier situé directement sous le parc à résidus (« *ChantierHM à 0m* »), à 50 m et à 250 m du parc à résidus (« *ChantierHM à 50m* » et « *ChantierHM à 250m* »).

Le tableau 6.8 montre les résultats avec et sans couplage hydromécanique pour le chantier remblayé situé à 50m du parc à résidus ($X = 400$ à 450 m) et pour le chantier situé à 250 m du parc à résidus ($X = 200$ à 250 m). Comme lors de l'ajout des effets des pressions d'eau dans la section précédente, les charges diminuent dans le chantier et à l'intérieur de la fracture. La figure 6.48 montre la comparaison des charges à l'intérieur de la fracture dans la section au-dessus du chantier lorsque celui-ci est situé à des distances différentes du parc à résidus. Les charges agissant dans ces sections de la fracture diminuent lorsque le chantier est plus loin du parc à résidus. Elles passent de 11,37 m pour la simulation « *ChantierHM à 0m* » à 10,95 m pour la simulation « *ChantierHM à 50m* » et à 10,43 m pour la simulation « *ChantierHM à 250m* ». La comparaison des charges dans le chantier remblayé entre chaque simulation est présentée à la figure 6.49. Plus le chantier remblayé est éloigné du parc à résidus, plus les charges diminuent. Elles sont réduites de 11,35 m pour la simulation « *ChantierHM à 0m* » à 10,94 m pour la simulation « *ChantierHM à 50m* » et à 10,43 m pour la simulation « *ChantierHM à 250m* ».

Puisque l'écoulement dans le domaine de la simulation provient seulement du parc à résidus, les charges dans le chantier remblayé (et dans la fracture) diminuent lorsqu'il est éloigné du parc à résidus

Tableau 6.8 Différents débits et des charges pour les trois simulations.

Données dans le <u>chantier</u> (t = 364 jours)	« Chantier à 50m »	« ChantierHM à 50m »	« Chantier à 250m »	« ChantierHM à 250m »
Charges (m)	10,937916	10,937885	10,428448	10,428325
Débits X (m ³ /s)	-3,924E-11	-3,960E-11	-3,483E-11	-3,475E-11
Débits Z (m ³ /s)	-6,741E-11	-6,801E-11	-2,231E-11	-2,227E-11

Données dans la <u>fracture</u> (t = 364 jours)	« Chantier à 50m »	« ChantierHM à 50m »	« Chantier à 250m »	« ChantierHM à 250m »
Charges (m)	10,951565	10,950856	10,579726	10,434348
Débits X (m ³ /s)	-1,07E-05	-1,04E-05	1,853E-05	-7,53E-06
Débits Z (m ³ /s)	0	0	0	0

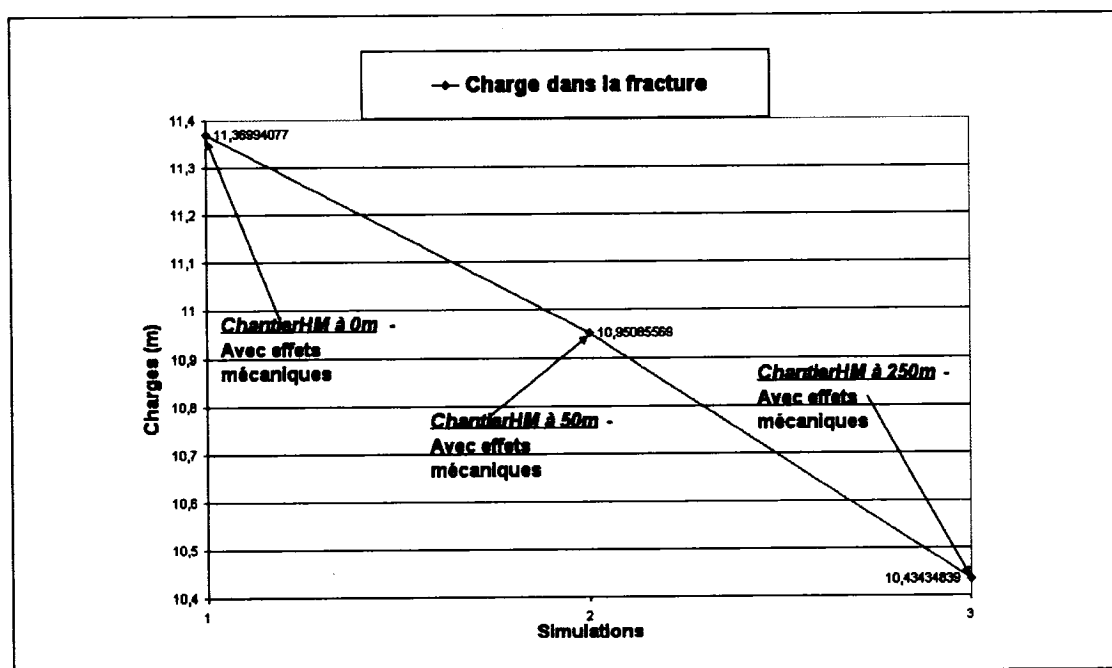


Figure 6.48 Comparaison des charges à l'intérieur de la fracture, après le couplage hydromécanique.

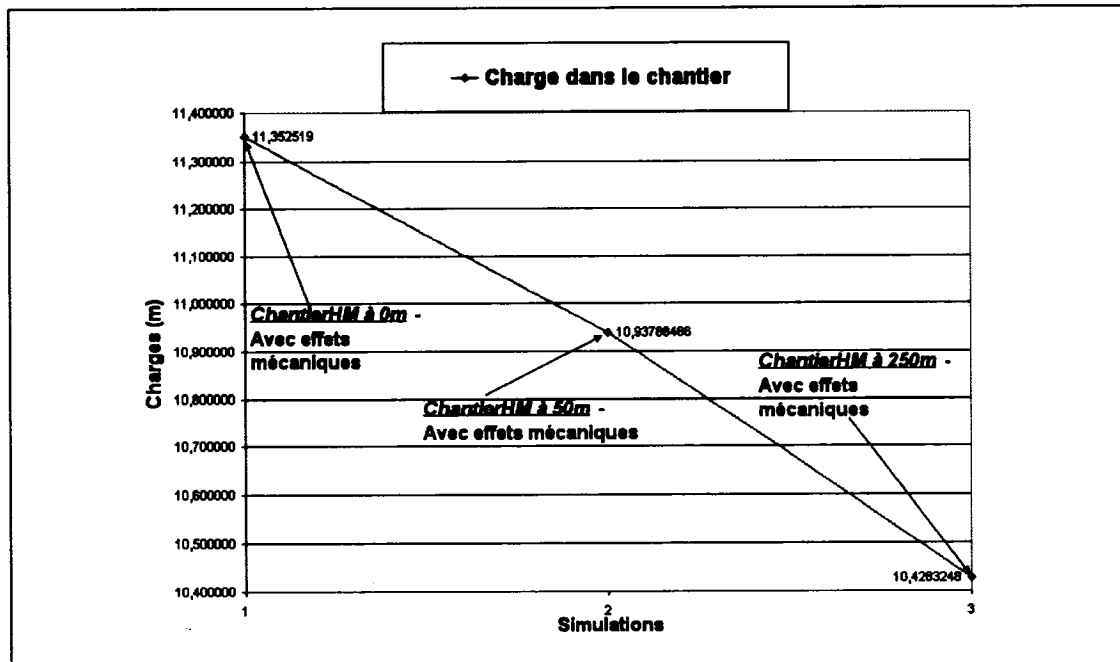


Figure 6.49 Comparaison des charges dans le chantier, après le couplage hydromécanique.

Les figures 6.50 et 6.51 montrent la comparaison des débits à l'intérieur de la fracture et dans le chantier selon l'axe X. À l'intérieur de la fracture, le débit pour le chantier remblayé sous le parc à résidus (« ChantierHM à 0m ») est de $-7,32 \times 10^{-12} \text{ m}^3/\text{s}$. Lorsque le chantier est à 50m du parc, le débit augmente à $-1,04 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ (« ChantierHM à 50m ») et il diminue à $-7,53 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ pour le chantier situé à 250 m (« ChantierHM à 250m »), soit une petite réduction de débit comparativement au cas à 50 m. La comparaison du débit selon X dans le chantier pour chacune des simulations (figure 6.51) montre que le débit augmente à $-3,96 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (« ChantierHM à 50m ») comparativement au cas sous le parc à résidus qui est de $-4,63 \times 10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}$ (« ChantierHM à 0m »). Lorsque le chantier est situé à 250 m du parc, le débit diminue comparativement au cas où le chantier est situé à 50 m du parc à résidus ; il passe alors à $-3,48 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc, si le chantier est situé directement sous le parc à résidus, le débit selon X sera très petit comparativement au cas où le chantier est à 50 m ou à 250m. Puisque l'écoulement provient du parc à résidus situé juste au-dessus, la vitesse selon l'axe X

est beaucoup plus faible à cet endroit car l'écoulement s'effectue essentiellement dans la direction Z. Lors des simulations « *ChantierHM à 50m* » et « *ChantierHM à 250m* », le débit selon l'axe X diminue à l'intérieur de la fracture et dans le chantier lorsque le chantier remblayé est plus éloigné du parc à résidus.

Finalement, la figure 6.52 donne la variation des débits qui passent à travers le chantier selon l'axe Z, pour chaque position du chantier remblayé. Plus le chantier est éloigné du parc à résidus, plus le débit selon l'axe Z qui circule dans le chantier diminue. Il passe de $-1,41 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *ChantierHM à 0m* ») à $-6,80 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *ChantierHM à 50m* ») et à $-2,23 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$ (« *ChantierHM à 250m* »). Puisque l'écoulement provient uniquement du parc à résidus, les débits selon Z diminuent lorsque le chantier remblayé est plus éloigné de celui-ci.

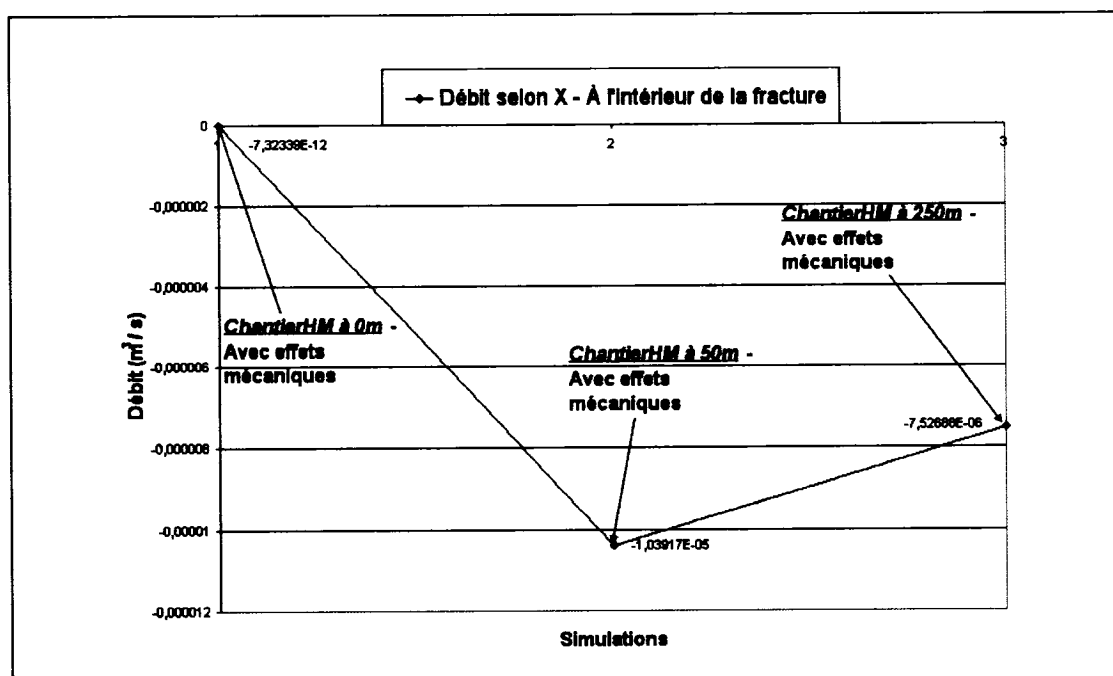


Figure 6.50 Comparaison des débits, selon l'axe X, qui passent à l'intérieur de la fracture, après le couplage hydromécanique.

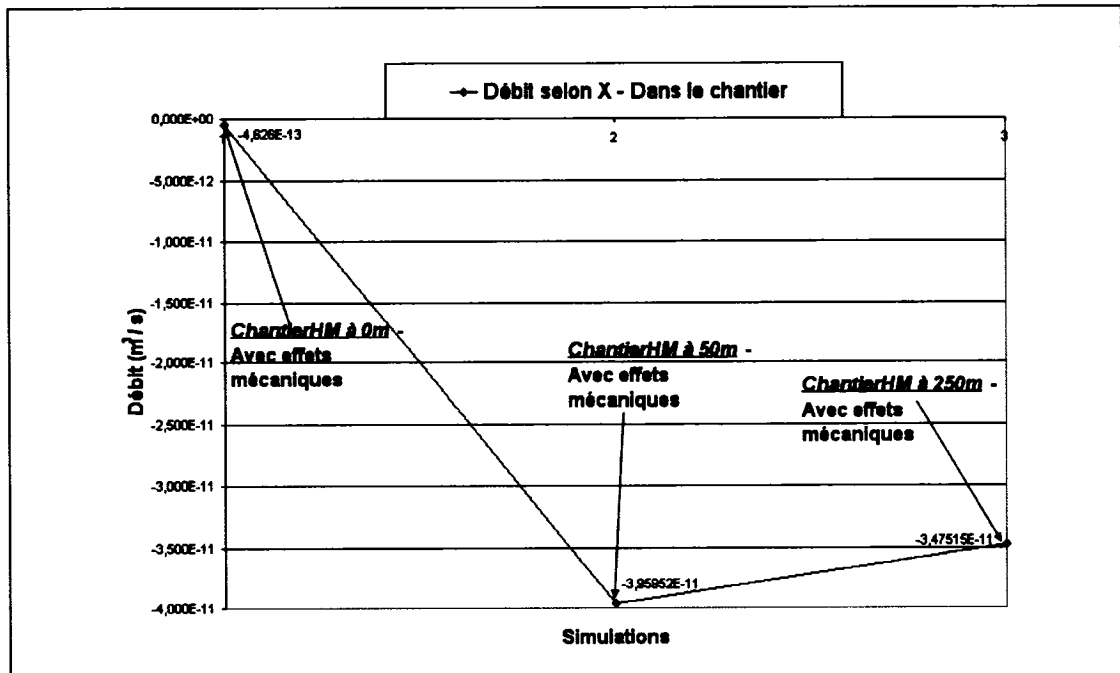


Figure 6.51 Comparaison des débits, selon l'axe X, qui passent dans le chantier, après le couplage hydromécanique.

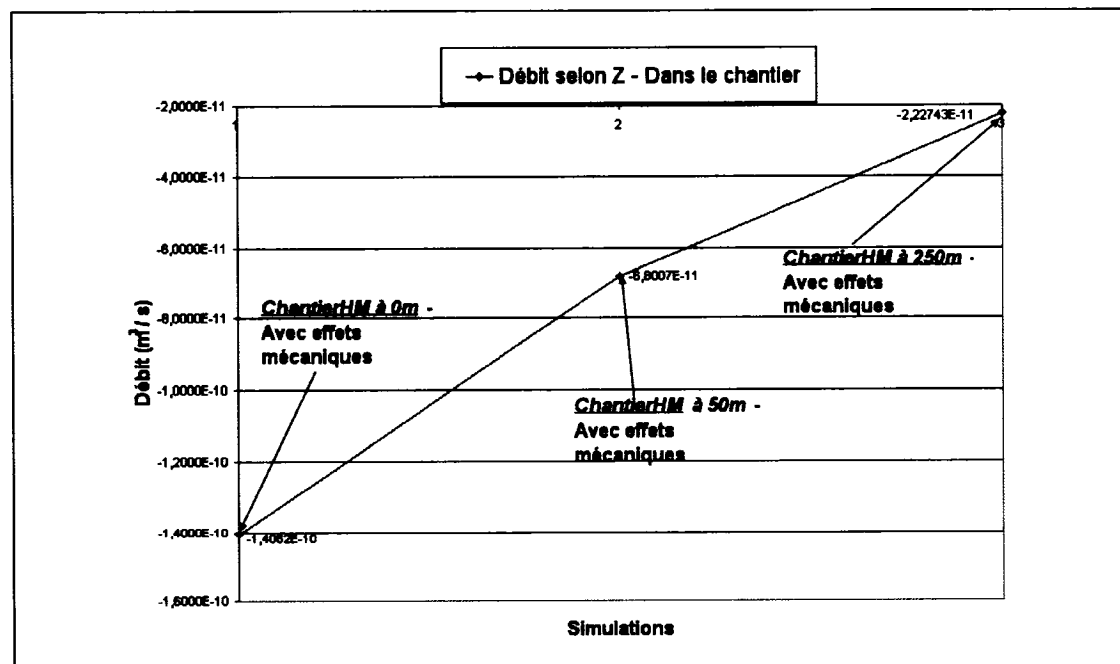


Figure 6.52 Comparaison des débits, selon l'axe Z, qui passent dans le chantier, après le couplage hydromécanique.

6.3.7 Analyse et discussion des résultats

Les simulations ont été réalisées avec un couplage hydromécanique indirect entre les résultats des comportements mécaniques et hydrauliques. Les effets de la présence d'un parc à résidus à la surface sur l'écoulement, dans un domaine qui contient un chantier remblayé et une discontinuité géologique, ont été étudiés. De plus, des simulations sur l'influence de la position du chantier remblayé par rapport au parc à résidus ont été réalisées.

Il a été observé que l'écoulement est modifié par l'ajout d'un chantier remblayé situé à proximité d'une discontinuité géologique. L'écoulement est redirigé partiellement vers le chantier remblayé puisque l'écoulement sera favorisé vers ce milieu de plus faible perméabilité. La zone d'influence du parc à résidus sur l'écoulement est beaucoup plus grande lorsqu'un chantier remblayé est présent à proximité. La présence d'un chantier influence aussi le comportement mécanique et l'écoulement à l'intérieur de la discontinuité. Les débits et les charges sont augmentés à l'intérieur de la fracture en présence d'un chantier souterrain.

Lors du couplage hydromécanique (ajout des forces dues aux pressions d'eau), la contrainte normale est réduite, ce qui provoque l'augmentation de l'ouverture de la fracture. Ceci entraîne une réduction très faible de la charge ($\Delta H = 0,01\text{mm}$ et $0,07\text{ mm}$). Pour toutes les analyses, un critère de convergence d'une différence maximale de $0,00001\text{ m}$ ($0,01\text{ mm}$) sur les charges hydrauliques aux nœuds, entre deux itérations successives, a été utilisé. Donc les résultats obtenus lors de ces analyses ne sont pas nécessairement représentatifs.

Lors du couplage hydromécanique, les ouvertures de la fracture ont été modifiées afin d'inclure les effets des pressions d'eau dans la fracture. Il a été démontré que le couplage hydromécanique entraîne des modifications dans le comportement mécaniques et dans le comportement hydraulique. Les résultats démontrent qu'il peut être important de prendre en compte les effets du couplage hydromécanique lors de l'analyse du comportement mécanique et du comportement hydraulique.

La position du chantier remblayé par rapport au parc à résidus a aussi une influence importante sur le comportement mécanique de la discontinuité et sur

l'écoulement dans le domaine de la simulation et dans la discontinuité. La présence d'un chantier remblayé affecte la distribution des contraintes le long de la discontinuité. Plus le chantier est éloigné du parc à résidus, moins ses effets sur le comportement de la discontinuité sont importants. Les charges et les débits à l'intérieur de la fracture ainsi que dans le chantier diminuent si on s'éloigne du parc à résidus.

6.4 Remarques finales

La présence d'un écoulement le long d'une discontinuité modifie son comportement mécanique. Inversement, la modification du comportement mécanique d'une discontinuité affecte l'écoulement dans la fracture et dans le massif rocheux. Il a été montré dans ce chapitre comment le couplage hydromécanique indirect peut être réalisé. Les résultats indiquent que les effets de l'écoulement de l'eau et de la modification des champs de contraintes sont intimement liés et doivent être pris en considération dans les analyses.

Les conditions aux frontières, imposées dans les modèles ne sont pas nécessairement représentatives de la réalité. Celles-ci ont été choisies afin de simuler des conditions d'écoulement saturées. Ainsi, les simulations sont alors beaucoup plus faciles à faire converger numériquement que lorsque les conditions d'écoulement sont non saturées. Les modèles des simulations réalisées lors de cette étude sont des cas simplifiés.

Les modèles numériques sont des outils très pratiques pour prédire le comportement de l'écoulement et le comportement mécanique des massifs rocheux. Ceux-ci doivent néanmoins être calibrés par des résultats expérimentaux issus de travaux en laboratoire et sur le terrain afin d'obtenir des solutions réalistes. Cet aspect n'a pas été abordé dans cette étude.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La prise en compte du couplage hydromécanique est essentielle afin de modéliser convenablement les conditions réelles avec des simulations numériques. Ce travail de recherche portait sur l'étude du comportement hydromécanique des discontinuités géologiques. Il a permis l'obtention d'acquis importants.

L'objectif de ce projet était de développer une méthode qui permet de réaliser le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique des discontinuités dans les massifs rocheux. Cet objectif a pu être atteint convenablement par le développement d'une approche permettant de réaliser un couplage hydromécanique indirect.

En premier lieu, le modèle CSDS (Simon 1999) a été modifié afin d'y inclure les équations nécessaires pour effectuer le couplage hydromécanique. Le modèle modifié, CSDS_w (pour « *Complete Stress-Displacement Surface with Water pressure* »), a été comparé avec différents résultats des essais de laboratoire tirés de la littérature. Ces comparaisons ont permis de valider les résultats obtenus du modèle CSDS_w. Il a été montré que le modèle CSDS_w peut représenter le comportement mécanique et hydromécanique d'une discontinuité sous une contrainte normale constante et sous une rigidité normale constante.

Ensuite, plusieurs simulations ont été réalisées avec le code HydroSphere. La première simulation a permis d'effectuer une vérification du code HydroSphere à partir d'une solution analytique. Les résultats obtenus des simulations sont en parfait accord avec la solution analytique. Par la suite, une série de simulations a été réalisée afin d'évaluer les effets de l'injection d'eau à l'intérieur d'un massif rocheux contenant une fracture. Plusieurs analyses paramétriques ont aussi été faites pour évaluer les modifications du comportement anticipé de l'écoulement lors du changement de certains paramètres. Les résultats obtenus ont montré que le code HydroSphere représente très bien le comportement de l'écoulement transitoire dans

un milieu fracturé en condition saturée. La validité de la solution numérique a été vérifiée dans toutes les simulations.

Finalement, une analyse couplée mécanique-hydraulique complète est effectuée, dans laquelle la conductivité de la fracture est dépendante de la déformation mécanique. Inversement, la pression du fluide affecte le comportement mécanique des fractures. Les simulations des sections 6.2 et 6.3 ont permis de montrer l'approche développée pour effectuer le couplage hydromécanique indirect à l'aide des logiciels Phase² (comportement mécanique) et HydroSphere (comportement hydraulique), tout en adaptant le modèle CSDS_w. Les effets du couplage hydromécanique sur le comportement mécanique et sur le comportement de l'écoulement ont aussi été étudiés. La présence d'un écoulement dans une fracture entraîne une réduction des contraintes normales qui agissent à l'intérieur de celle-ci. Cette réduction provoque une modification dans l'ouverture de la fracture. Donc l'écoulement dans la fracture et dans la roche avoisinante est modifié.

Lors des analyses hydromécaniques avec un chantier souterrain remblayé à proximité d'une discontinuité, les effets de la présence d'un écoulement dans le domaine de la simulation peuvent entraîner l'ouverture de la discontinuité. Les charges et les débits augmentent alors dans la fracture et à l'intérieur du chantier remblayé.

Les résultats des simulations réalisées lors de l'analyse de l'effet de la présence d'un chantier souterrain sous une discontinuité, situé à proximité d'un parc à résidus à la surface ne sont pas concluants. Les variations des charges dans le domaine de la simulation sont très près du critère de convergence imposé dans le code HydroSphere. Néanmoins, la variation des débits n'est pas négligeable. Ces analyses ont permis de mieux comprendre le processus du couplage hydromécanique. De plus, lors des analyses de l'influence de la distance du chantier remblayé par rapport au parc à résidus, nous avons pu constater que plus le chantier est éloigné du parc à résidus, moins les effets mécaniques et hydrauliques sont importants.

L'objectif principal de toutes ces simulations était de mieux comprendre le comportement hydromécanique des discontinuités dans le milieu géologique.

L'influence du couplage sur l'écoulement et sur le comportement mécanique a pu être approfondie grâce aux résultats présentés dans ce projet.

D'autres travaux s'avèreront nécessaires afin de mieux comprendre et d'approfondir les connaissances dans le processus du couplage hydromécanique. Les modèles des simulations présentées dans cette étude sont des cas simplifiés de la réalité. Dans le futur, il serait important de poursuivre les recherches afin de faire des analyses avec des modèles qui s'approchent davantage des conditions présentes sur le terrain.

Premièrement, il serait intéressant de faire des simulations avec un maillage en trois dimensions pour les analyses du comportement mécanique et aussi de taille beaucoup plus grande pour mieux représenter les conditions réelles. L'étendue de l'influence du parc à résidus sur l'écoulement et sur le comportement mécanique pourrait alors être mieux déterminée. Il serait aussi nécessaire de prendre en considération les effets de l'écoulement en conditions non saturées qui sont présentes près de la surface.

D'autres analyses avec une meilleure représentation des massifs rocheux seraient nécessaires. Dans le cadre de cette étude, les paramètres du massif rocheux ne représentent pas les conditions présentes dans le Bouclier canadien. Les effets du comportement mécanique du remblai n'ont pas été analysés. Des réseaux de fractures plus réalistes devraient être inclus dans les analyses hydromécaniques. De plus, il serait intéressant d'ajouter les effets de l'influence de l'écoulement de l'eau sur d'autres paramètres de la résistance et du comportement des discontinuités (altération de la surface des discontinuités, réduction de la friction, effet du gel, effet d'échelle, effet des chenaux d'écoulement et de l'ouverture variable).

D'autre part, le transport des contaminants n'a pas été pris en compte dans ces travaux. Les effets de l'entreposage des résidus miniers générateurs de drainage minier acide (DMA) dans les parcs à résidus à la surface et dans les chantiers remblayés sont d'autres aspects à approfondir. De plus, le code HydroSphere permet de simuler l'écoulement de surface, il serait intéressant d'inclure les effets des précipitations et du ruissellement dans les analyses avec la présence d'un parc à résidus à la surface.

Finalement, les analyses hydromécaniques réalisées lors de ces travaux ne prenaient pas en considération les effets qui se produisent lors de l'écoulement en régime transitoire. Les effets du couplage sont ajoutés seulement après que le régime quasi permanent soit atteint dans les simulations. Prendre en considération les interactions hydromécaniques dans tout le processus de modification de l'écoulement de l'eau jusqu'à l'atteinte du régime quasi permanent serait aussi un des nombreux points à développer davantage dans le futur.

RÉFÉRENCES

AMTEC ENGINEERING INC. 2003. *Tecplot* Version 10. [Logiciel]. États-Unis Amtec Engineering Inc. Fichier informatique sur CD-ROM.

ANDERSON, M.P et WOESSNER, W.W. 1992. *Applied Groundwater Modeling, Simulation of Flow and Advective Transport*. San Diego : Academic Press. 381p.

ARCHAMBAULT, G., FORTIN, M., GILL, D.E., AUBERTIN, M. et LADANYI, B. 1990. «Experimental investigation for an algorithm simulating the effect of variable normal stiffness on discontinuities shear strength». Proc. Int. Conf. On Rock Joints, Loen, Norway. 141-148.

BAKER, W.J. 1955. «Flow in fissured formations». *Proceedings of fourth Petroleum Congress, Rome, V, II*. 379-393.

BALLIVY, G., LADANYI, B. et GILL, D.E. 1978. «Variation des caractéristiques mécaniques des roches fissurés en fonction de l'humidité ambiante». *Proc. 3rd Int. Cong. Geol., Vol. 2*. 7-16.

BANDIS C. S. 1993. «Engineering Properties and Characterization of Rock Discontinuities». HUDSON, J.A., BROWN, E.T., FAIRHURST, C., HOEK, E. *Comprehensive rock engineering principles, practice & projects*. Oxford : Pergamon Press. 5 v.

BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C., BARTON, N.R. 1981. «Fundamentals of rock joint deformation». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 18. 1-21.

BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C., BARTON, N.R. 1983. «Fundamentals of rock joint deformation». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 20. 249-268.

BARTON, N. 1973. «Review of a new shear strength criterion for rock joints». *Eng. Geology (Amsterdam)* : 7. 287-332.

BARTON, N. 1976. «Rock mechanics review - The shear strength of rock joints». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 13 : 255-279.

BARTON, N. 1982. *Modelling rock joint behavior from in-situ block tests : implications for nuclear waste repository design*. Batelle, Office of Nuclear Waste Isolation (ONWI-308), Colombus, OH. 96p.

BARTON, N. et BAKHTAR, K. 1987. «Description and modelling of rock joints for the hydro-thermo-mechanical design of nuclear waste vault». AECL TR-418.

BARTON, N. et BANDIS, S.C. 1983 «Effect of block size on the shear behavior of jointed rock». *In Proc. 23rd U.S. Symp. Rock Mech.*, Berkeley, CA (Edited by R.E. Goodman and F.E. Heuze), Am. Soc. Min. Eng., New York. P. 739-760.

BARTON, N., BANDIS, S.C., BAKHTAR, K. 1985. «Strength, deformation and conductivity of rock joints». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. 22, No.3. 121-140.

BARTON, N. et CHOUBEY, V. 1977. «The shear strength of rock joints in theory and practice». *Rock Mechanics*. Vol.10, No.1-2. 1-54.

BEAR, J. 1972. *Dynamics of fluids in porous media*. New York : American Elsevier Pub. Co. xvii. 764p.

BOUSSINESQ, J. 1868. *Mémoire sur l'influence des frottements dans les mouvements réguliers des fluides*. *Journal de Mathématiques Pures et Appliquées*. 13(2). 377-423.

BRADY, B.H.G. AND BROWN, E.T. 1992. *Rock mechanics for underground mining*. 2nd Edition, Chapman & Hall. 571p.

CHAPUIS, R.P. 1990. «A constitutive equation for granular materials from consideration of their internal structure». In Boehler (ed.), *Yielding, Damage, and Failure of Anisotropic Solids*. Mechanical Engineering Publications. 277-287.

CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M. and CRESPO, R. 2001. «A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions ». *Canadian Geotechnical Journal* 38(5): 1113-1126.

CHENEVERT, M.E. 1970. «Adsorptive pore pressure of argillaceous rocks». *Proc. 11th U.S. Symp. Rock Mech.* 599-627.

CHUGH, A.K. 1981. «Pore Water Pressure in Natural Slopes». Short Communication, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 5, No. 4, Oct.-Dec., 1981, 449-454.

COATES, D.F., ABEL, J.F., Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Canada, Energy, Mines and Resources Canada . 1981. *Rock mechanics principles*. Ottawa : Ministry of Supply and Services, Canada. 401p. (in various pagings).

COLBACK, P.S.B. et Wild, B.L. 1965. «The influence of moisture content on the compressive strength of rocks». *Proc. 3rd Can. Symp. Rock Mech.* 65-83.

COOK, N.G.W. 1988. «Natural joints in rock : mechanical, hydraulic and seismic behavior and properties under normal stress». *First Jaeger Memorial Lecture, 29th U.S. Symp. on Rock Mech.* Minneapolis. 198-223.

CUNDALL , P.A. 1980. « UDEC - A Generalized Distinct Element Program for modeling Jointed Rock». Peter Cundall Associates, Report PCAR ; European Research Office, U.S. Army, Contract DAJA37-79-c-0548, March. 1-80

DARCY, H. 1856. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris : Dalmont. 647p.

DENG, D., SIMON, R., AUBERTIN, M. (2004) « A geometrical approach for the estimation of scale effects in rock joint behaviour ». *57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference*, Quebec city, October 24-27, 2004, Session 8F, 33-40..

ESAKI, T., DU, S., MITANI, Y., IKASADA, K. et JING, L. 1999. «Development of a shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36. 641-650.

FAIRHURST, C. 1964. «On the validity of the Brazilian test for brittle materials». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 1. 535-546.

FLAMANT, R., ARCHAMBAULT, G., GENTIER, S., RISS, J. et ROULEAU, A. 1994. «An experimental study of the shear behavior of irregular joints based on angularities and progressive degradation of the surfaces». *Proc. Can. Geotech. Conf.* 253-262.

FORTIN, M., ARCHAMBAULT, G., AUBERTIN, M. et GILL, D. E. 1988. «An algorithm for predicting the effect of a variable normal stiffness on shear behavior of discontinuities». *Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp.* 109-117.

FORTIN, M., GILL, D. E., LADANYI, B., AUBERTIN, M. et ARCHAMBAULT, G. 1990. «Simulating the effect of a variable normal stiffness on shear behavior of discontinuities». *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*. 381-388.

FRANKE, R. 1985. «Thin plate splines with tension». *Computer Aided Geometric Design* 2. North-Holland. 87-95.

GAGNON, D. 1983. *Résistance à long terme des roches dans les environnements miniers*. 115p. Mémoire M.Sc.A. Département Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal.

GALE, J.E. 1982. «The effects of fracture type (induced versus natural) on the stress – fracture closure- fracture permeability relationships». *Proceeding of the 23rd U.S. Rock Mechanics Symposium*, Berkeley, California. 290-298.

GALE, J.E., MACLEOD, R. et LE MESSURIER, P. 1990. «Site characterization and validation. Measurement of flow rate, solute velocities and aperture-variation in natural fractures a function of normal and shear stress, stage 3». *Technical Report Stripa project*. 90-11.

GANGI, A. F. 1978. « Variation of whole and fractured porous rock permeability with confining pressure ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 249-257.

GENTIER, S. 1986. *Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture dans le granite sous contrainte normale. Étude expérimentale et théorique*. 597p. Thèse de Doctorat de l'Université d'Orléans. Document du BRGM no. 134.

GENTIER, S., LAMONTAGNE, E., ARCHAMBAULT, G. et RISS, J. 1997. « Anisotropy of flow in a fracture undergoing shear and its relationship to the direction of shearing and injection pressure ». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34. paper No. 094. 3-4.

GERALD , C.F., WHEATLEY, P.O. 1989. *Applied numerical analysis*. Reading, Massachusetts, Don Mills, Ontario : Addison-Wesley Pub. Co. xi, 679, 367 p.

GODBOUT, J., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., BELEM, T. et BENZAAZOUA, M., 2004. « Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage ». 57ième congrès canadien de géotechnique, Québec. 23-30.

GOODMAN , R.E. 1976. *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. St. Paul : West Pub. Co. xii, 472 p.

GOODMAN, R.E. 1980, 1989. *Introduction to rock mechanics*. New York : John Wiley & Sons. xii, 478 p.

GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L., BREKKE, T.A. 1968. « A model for the mechanics of jointed rock ». GOODMAN, R.E. *J. Soil Mech. Fdns Div., Proc. Am. Soc. civ. Engrs.* 94 (SM3) : 637-659.

GRIFFITH, A.A., 1924. « The theory of rupture ». *Proceedings, 1st International Congress on Applied Mechanics*, Delft, Netherlands, 55-62.

- HENCHER, S.R. 1987. «The implication s of joints and structures for slope stability». *In slope stability* (Edited by M.G. Anderson and K.S. Richards), Wiley, New York. 145-185.
- HOEK, E., BROWN, E.T. 1980. «Underground Excavations in Rock. » *Institution of Mining and Metallurgy*. London. 484.
- HOLST, T.B. 1982. «Regional jointing in the norther Michigan basin». *Geology*. 10. 273-277.
- HUANG, T.H., DOONG, Y.S. 1990. «Anisotropic shear strength of rock joints». Balkema : In Barton & Stephansson (ed.), *Rock Joints*. 211-218.
- HUITT, J.L. 1956. *Fluid flow in simulated fractures*. AICHE J., Vol. 2, 259p.
- INDRARATNA, B., RANJITH, P. 2001. *Hydromechanical aspects and unsaturated flow in jointed rock*. Lisse : A.A. Balkema. 286p.
- ISRM. 1978. «Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 15. 131-133.
- JAEGER, J.C. 1971. «Friction of rock and the stability of rock slopes». *Geotechnique* no. 21. 97-134.
- JING, L., MA, Y. et FANG, Z. 2001. «Modeling of fluid flow and solid deformation for fractured rocks with discontinuous deformation analysis (DDA) method». *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 343-355.
- JING, L., VORDLUND E, STEPHANSSON O . 1994. «A 3-D constitutive model for rock joints with anisotropic friction and stress dependency in shear stiffness». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 31. 173-178.
- KIRBY, S.H. et McCORMICK, J.W. 1984. «Inelastic properties of rocks and minerals : Strength and rheology». *CRC Handbook of physical Properties of Rocks*, CRC Press Inc., Vol III. 139-280.

LADANYI, B., ARCHAMBAULT, G. 1970. «Simulation of the shear behavior of a jointed rock mass». *Proc. 11th Symp. Rock Mech. (AIME)*. 105-125.

LAMONTAGNE, Eric, 2001. Étude hydromécanique d'une fracture en cisaillement sous contrainte normale constante. 366p. Thèse de doctorat en ressources minérale, Université du Québec à Chicoutimi.

LAPCEVIC P.A, NOVAKOWSKI K.S, SUDICKY E.A. 1999. «Groundwater Flow and Solute Transport in Fractured Media». DELLEUR, J.W. *Handbook of groundwater engineering*. Boca Raton, Fla. CRC Press. 1 Band. Chapitre 17.1-37

LEE, H.S., et CHO, T.F. 2002. «Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load». *Rock Mechanics and Rock Engineering* 35 (4), 299-318.

LEICHNITZ, W. 1985. «Mechanical properties of rock joints». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 22. 313-321.

LOMIZE, G.M. 1951. *Flow in fractured rock (en russe)*. Gosenergoizdat, Moscow, 127p.

LONG, J.C.S., GILMOUR, P., et WITHERSPOON, P.A. 1985. «A model for steady fluid flow in random three-dimensional networks of disc-shaped fractures». *Water Resour. Res.* 21(8):1105-1115.

LOUIS, C. 1969. «A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses». *Rock mech. res. Rep.* 10, Imperial College, London. 90p.

MAINI, Y.N. 1971. *In situ Hydraulic parameters in jointed rock. Their measurement and interpretation*. Thèse de doctorat. Imperial College London, University microfilms, Pen, Bucks (GB).

MAKURAT, A., BARTON, N., RAD, N.S. et BANDIS, S. 1990. «Joint conductivity due to normal and shear deformation». *Proc. Int. Symp. Rock Joints*, Loen, Norway, 4-6 June 1990, (ed). Rotterdam: A.A. Balkema, 535-540.

MESRI, G. et GIBALA, R. 1972. «Engineering properties of a Pennsylvanian shale». *Proc. 13th Symp. on Rock Mech., ASCE*. 57-75.

MITCHELL, J.K. 1976. *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley and Sons. 422p.

MORLIER, P. 1970. «Rôle des fluides en mécanique des roches». *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Vol. 2*. 57-65.

OHNISHI, Y., CHAN, T. et JING, L. 1996. « Constitutive models for rock joints ». STEPHANSSON, O., JING, L. et TSANG, C.-F. *Coupled thermo-hydro-mechanical processes of fractured media mathematical and experimental studies : recent developments of DECOVALEX project for radioactive waste repositories*. Amsterdam, Elsevier. Developments in geotechnical engineering.

OLSSON, R. 1998. *Mechanical and hydromechanical behavior of hard rock joint – A laboratory study*. 1995p. Thèse de doctorat en génie civil. Université de Chalmers, Suède.

OUELLET, S., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., AUBERTIN, M. et BELEM, T. 2004. «Effect of binder type and mixing water chemistry on microstructural evolution of cemented paste backfill». *57IÈME congrès canadien de géotechnique, Québec*. 23-30.

PARATE, N.S. 1973. «Influence of water on the strength of limestone». *Trans. Soc. Min. Eng., Vol. 254, no 1*. 127-131.

PARRISH, D.R. 1963. «Fluid flow in rough fractures». *Proceedings SPE-AIME, Proc. Res. Symp., Norman, Okla, 1963, April 29-30, SPE 563*, 9p.

PATTON, F.D. 1966. «Multiple modes of shear failure in rock». *Proc. 1st Cong. ISRM : Vol. 1*. 509-513.

POLUBARINOVA-KOCHINA, P. 1962. *Theory of ground water movement*. Princeton, N. J : Princeton University Press. 613p.

PRIEST, S.D. 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*. London etc. Chapman & Hall. XIX, 473p.

RAVEN, K.G. et GALE, J.E. 1985. «Water flow in a natural fracture as a function of stress and sample size». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 2: 251-261.

ROCSCIENCE INC. 2003. *Phase² v.5.0 - Finite Element Analysis for Excavation* [Logiciel]. Toronto. Logiciel sur CD-ROM.

ROMM, E.S. 1966. *Flow Characteristics of Fractured Rocks* (en russe). Nedra, Moscow. 283p.

SAEB, S. 1990. «A variance on the Ladanyi and Archambault's shear criterion». *Rock Joints*. Barton & Stephansson (eds), Balkema. 701-705.

SAEB, S., AMADEI, B. 1989. «Effect of boundary conditions on the shear behavior of a dilatant rock joint». *Proceedings 30th of the U.S. Symposium on Rock Mechanics*. 107-114.

SAEB, S., AMADEI, B. 1990. «Modelling joint response under constant or variable normal stiffness boundary conditions». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 27. 213-217.

SAEB, S., AMADEI, B. 1992. «Modelling rock joint under shear and normal loading». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr.* 29. 267-278.

SCHNEIDER, H.J. 1976. «The friction and deformation behavior of rock joint». *Rock Mech.* 8. 169-184.

SELROOS J-O et al. 2002. «Comparison of alternative modelling approaches for groundwater flow in fractured rock». *Journal of hydrology Vol. 257*. Amsterdam, New York : Elsevier. 174-188.

SIMON, Richard. 1999. *Analysis of Fault-Slip Mechanisms in Hard Rock Mining*. 245p. Thèse de doctorat en génie des mines, Université McGill.

- SIMON, R., AUBERTIN, M. et MITRI, H.S. 1999. «A non-linear constitutive model for rock joints to evaluate unstable slip». *Rock Mechanics for Industry. Amadei, Kranz, Scott & Smeallie (eds). Balkema, Rotterdam.* 1091-1098.
- SKEMPTON, A.W. 1960. «Effective stress in soils, concrete and rocks». *Proc. Conf. Pore Pressure and suction in soils.* 4-16.
- SNOW, D.T. 1965. «A Parrallel Plate Model of Fractured Permeable Media». 331p. Thèse de doctorat, University of California, Berkeley.
- SOULEY, M., HOMAND, F., AMADEI, B. 1995. « An extension of the Saeb and Amadei constitutive model for rock joints to include cyclic loading paths ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech. abstr.* 32. 101-109.
- TERZAGHI, K. 1936. «The Shearing resistance of saturated soils». *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech., Vol. 1.* 54-56.
- TEUFEL, W.L. 1987. «Permeability changes during shear deformation of fractures rock». *28th U.S. Symp. Rock Mech., Tucson, 29 June-1 July 1987.* 473-480.
- THERRIEN, R. et SUDICKY, E.A. 1996. «Three dimensional analysis of variably saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media». *J. Contam. Hydrol.* 1-44.
- THERRIEN, R., PANDAY, S.M., MCLAREN, R.G., SUDICKY, E. A., DEMARCO, D.T., MATANGA, G.B. et HUYAKORN, P.S. 2003. « *HydroSphere A Three-Dimensional Nuerical Model Describing Fully-integrated Subsurface and Surface Flow and Solute Transport* ». Groundwater Simulation Group. 220p.
- TODD, D.K., 1980. Groundwater hydrology. John Wesley & Sons, New York. 535 p.
- TSANG, C. F., 1990. "Coupled behavior of rock joints. *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints*, Loen, Norway, Balkema, Rotterdam, 505-518.

TWISS, R.J. et MORRES, E.M. 1992. *Structural Geology*. W.H. Première édition. New-York : W.H. Freeman and Company. 532p.

VICK, S.G., 1990. *Planning, design and analysis of tailings dams*. 2nd Edition, BiTech Publishers Ltd. 369p.

WALSH, J.B. et GROSENBAUGH, M.A. 1979. « A new model for analysing the effect of fractures on compressibility ». *J. Geophys. Res.* 84. 3532-3536.

WATERLOO HYDROGEOLOGIC INC. 2002. *FRAC3DVS - Variably-saturated groundwater flow and transport in discretely fractured porous media* [Logiciel]. Waterloo. Groundwater Simulation Group.

WILLIAMS, H.R., CORKERY, D., LOREK, E.G. 1985. «A Study of joints and stress-relief buckles in Paleozoic rocks of the Niagara Peninsula, southern Ontario». *Can. Geotech. J.* 22. 296-300.

WITHERSPOON, P.A. 1986. «Flow of groundwater in fractured rocks.». *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. No 34, Paris, France. 103-115.

WITTKE , W. 1990. *Rock mechanics theory and applications with case histories*. Berlin : Springer-Verlag. xvii, 1075p.

ZHANG, X. et SANDERSON, D.J. 2002. *Numerical modelling and analysis of fluid flow and deformation of fractured rock masses*. Amsterdam, Boston: Pergamon. 288p.

ANNEXES

(CD-ROM)

CD-ROM ANNEXES

Annexe 1 : Résultats des essais de laboratoire de Olsson (1998).

Annexe 2 : Fichiers d'entrées des simulations avec le code HydroSphere (Chapitre 5).

Annexe 3 : Fichiers de calculs et fichiers d'entrées pour les simulations de la section 6.2 avec le code HydroSphere et Phase2

Annexe 4 : Fichiers de calculs et fichiers d'entrées pour les simulations de la section 6.3 avec le code HydroSphere et Phase2

Annexe 5 : Résultats des simulations de l'analyse d'un chantier remblayé situé à proximité d'un parc à résidus (Chapitre 6).

Un cédérom accompagne ce mémoire de maîtrise.	An accompanying CD-ROM is included with the original thesis.
Toute personne intéressée à se le procurer doit contacter :	To obtain a copy of the CD-ROM, please contact :

École Polytechnique de Montréal
Service du prêt entre bibliothèques
B.P. 6079, Succursale Centre-Ville
Montréal, Québec H3C 3A7
Canada

Tél. : (514) 340-4846
Télec./Fax : (514) 340-4026